

Universidad Carlos III de Madrid

Escuela Politécnica Superior



Grado en Ingeniería Técnica Industrial Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

CÁLCULO Y DISEÑO DE UNA GRADA METÁLICA CON VISERA PROTECTORA PARA UN ESTADIO DE FÚTBOL

Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Autor: Sergio Redondo Hernández

Director: Dr. D. José Luis Pérez Castellanos

Agradecimientos

En primer lugar quisiera agradecer a mi tutor la oportunidad que me ha brindado para poder realizar este proyecto y aprender de él, así como a todo el Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad Carlos III de Madrid, por prestarse en todo momento disponible a colaborar conmigo así como mantener una actitud profesional y un trato personal dignos de mención y elogio.

A mis padres y a mi hermana por darme la oportunidad y todas las facilidades para poder llevar a cabo mis estudios, por sacrificarse por mí durante tantos años, por estar siempre ahí, por aportarme consejos y por haber sido siempre un ejemplo a seguir en todos los aspectos de mi vida.

Al resto de mi familia por apoyarme siempre, incluso achacando los malos resultados al criterio de los profesores y los buenos al mérito mío, pese a saber que en el mayor número de ocasiones, el resultado no es más que el reflejo directo del trabajo previo.

A mis amigos y compañeros por prestarse siempre disponibles en los momentos buenos pero sobre todo en los momentos malos, que los ha habido.

Gracias por vuestro apoyo durante todos estos años.

Atentamente, Sergio.

Índice de contenidos

1	Introducción.....	13
1.1	Objetivos	13
1.2	Datos de partida	14
1.3	Ubicación.....	15
1.4	Estructura del proyecto	16
2	Metodología.....	18
2.1	Normativa	18
2.2	Requisitos adicionales.....	19
2.3	Tipos de cálculos.....	19
2.3.1	Capacidad portante.....	20
2.3.2	Aptitud al servicio	20
2.3.3	Estados límite últimos	21
2.3.4	Análisis MEF.....	21
2.4	Materiales	22
2.4.1	Acero	22
2.4.2	Hormigón.....	24
2.4.3	Cerramientos	26
2.5	Cargas	27
2.5.1	Cargas permanentes	28
2.5.2	Sobrecarga de uso.....	29
2.5.3	Viento.....	30
2.5.4	Nieve	31
2.5.5	Incremento de temperatura.....	32
2.6	Herramientas software	33
2.6.1	CYPECAD.....	33
2.6.2	Abaqus CAE.....	33
2.6.3	AutoCAD	34
2.6.4	Google SketchUp.....	34
2.7	Distribución de la grada	35
2.8	Limitaciones sobre la geometría	36
3	Elección de la tipología.....	40
3.1	Modelos previos	40

3.2	Modelo elegido	52
4	Resultados y análisis.....	53
4.1	Cálculo estático	53
4.1.1	Predimensionado de perfiles.....	56
4.1.2	Dimensionado final de perfiles.....	58
4.1.3	Análisis de esfuerzos sobre el pórtico.....	61
4.1.4	Arriostramientos.....	67
4.2	Cálculo dinámico	72
4.2.1	Antecedentes históricos.....	72
4.2.2	Cálculo dinámico global, frecuencias propias	73
4.2.3	Cálculo dinámico local.....	78
4.2.4	Sismo.....	83
4.3	Cálculo de uniones soldadas	89
5	Diseño completo y disposición de los módulos	94
5.1	Módulos tipo A	94
5.2	Módulos tipo B	96
5.3	Disposición final de los módulos	98
5.3.1	Fondos.....	99
5.3.2	Laterales	100
5.4	Elementos externos adquiridos.....	101
5.4.1	Escaleras.....	101
5.4.2	Córners.....	103
6	Recreación virtual del estadio.....	105
6.1	Orientación del estadio.....	105
6.2	Visualizaciones en 3 dimensiones	106
6.3	Comparación con el estadio actual	109
7	Conclusiones.....	112
8	Trabajos futuros	114
8.1	Estadio cubierto en su totalidad.....	114
8.2	Ampliación de capacidad	115
8.3	Rampas para discapacitados	116
9	Referencias bibliográficas.....	117
	ANEJO A Cargas, combinaciones de cargas y estudio térmico	118
	ANEJO B Predimensionado a mano y listado de perfiles empleados	133

ANEJO C Acotación escaleras y pórtico principal.....	141
--	-----

Índice de Figuras

Figura 1.3.1 Plano de la ubicación de la parcela 24 según la Sede Electrónica del Catastro	15
Figura 1.3.2 Vista satélite de la ubicación del estadio	16
Figura 2.4.1 Elementos estructurales de acero	23
Figura 2.4.2 Ubicación del hormigón en la estructura	24
Figura 2.4.3 Pasillo de entreplanta con losas alveolares	25
Figura 2.4.4 Losas alveolares con tabica formando las filas de la grada	26
Figura 2.7.1 Bloque de 20 metros con separación de 5 metros entre pórticos	36
Figura 2.8.1 Recomendaciones FIFA sobre diseño de gradas	37
Figura 2.8.2 Vista lateral acotación de localidades	38
Figura 2.8.3 Vista frontal acotación de localidades	38
Figura 2.8.4 Acotaciones de los pórticos	39
Figura 3.1.1 Primer pórtico tanteos previos	41
Figura 3.1.2 Deformada primer pórtico tanteos previos	41
Figura 3.1.3 Superposición de envolvente de momentos flectores en primer pórtico de tanteos previos	42
Figura 3.1.4 Segundo pórtico tanteos previos	43
Figura 3.1.5 Deformada primer pórtico tanteos previos	43
Figura 3.1.6 Superposición de envolvente de momentos flectores en segundo pórtico de tanteos previos	44
Figura 3.1.7 Deformada con vigas inclinadas y nuevos pilares	45
Figura 3.1.8 Deformación tras combinación de cargas en dirección vertical y horizontal	46
Figura 3.1.9 Envolvente de m. flectores tras combinación de cargas en dirección vertical y horizontal	46
Figura 3.1.10 Distinta disposición de arriostramientos	47
Figura 3.1.11 Comparación de envolvente de momentos flectores	47
Figura 3.1.12 Comparación de deformadas con distintos arriostramientos	48
Figura 3.1.13 Geometría y deformada primera visera modelos previos	48
Figura 3.1.14 Geometría y deformada segunda visera modelos previos	49
Figura 3.1.15 Envolvente de momentos flectores sobre segunda visera modelos previos	49
Figura 3.1.16 Topología tercera visera modelos previos	50
Figura 3.1.17 Deformada tercera visera modelos previos	50
Figura 3.1.18 Envolvente de momentos sobre tercera visera modelos previos	51
Figura 3.2.1 Geometría pórtico final	52

Figura 4.1.1 Selección de normativa en CYPECAD	53
Figura 4.1.2 Implementación en 2D del pórtico elegido con sus condiciones de contorno	54
Figura 4.1.3 Condiciones de contorno	54
Figura 4.1.4 Uniones entre barras	54
Figura 4.1.5 Flecha máxima permitida.....	55
Figura 4.1.6 Parámetros de pandeo.....	55
Figura 4.1.7a Barras con perfil HEB.....	57
Figura 4.1.7b Barras con perfil IPN	57
Figura 4.1.8 Diagrama de desplazamientos en la estructura predimensionada	58
Figura 4.1.9 Detalle deformación predimensionado	59
Figura 4.1.10 Diagrama de desplazamientos en la estructura para dimensionado final	60
Figura 4.1.11 Detalle barra que sufre más desplazamiento de la estructura	60
Figura 4.1.12 Detalle desplazamiento de barras destinadas a albergar al público	61
Figura 4.1.13 Envolvente de axiles	62
Figura 4.1.14 Detalle axil máximo.....	62
Figura 4.1.15 Envolvente de cortantes en eje Y	63
Figura 4.1.16 Detalle cortante máximo en eje Y.....	63
Figura 4.1.17 Envolvente de cortantes en eje Z	64
Figura 4.1.18 Detalle cortante máximo en eje Z.....	64
Figura 4.1.19 Envolvente de momentos flectores en el eje Y	65
Figura 4.1.20 Detalle momento flector máximo en eje Y	65
Figura 4.1.21 Envolvente de momentos flectores en el eje Z	66
Figura 4.1.22 Detalle momento flector máximo en eje Z.....	66
Figura 4.1.23a Alzado Módulos tipo A con arriostramientos.....	67
Figura 4.1.23b Planta Módulos tipo A con arriostramientos	68
Figura 4.1.24a Alzado visera Módulos tipo A con arriostramientos.....	68
Figura 4.1.24b Planta visera Módulos tipo A con arriostramientos	68
Figura 4.1.25 Desplazamientos en la parte del graderío de Módulos tipo A	69
Figura 4.1.26 Desplazamientos en la parte de la visera de Módulos tipo A	69
Figura 4.1.27 Deformada sobre la estructura arriostrada	70
Figura 4.1.28 Superposición de envolvente de momentos flectores sobre estructura arriostrada	70
Figura 4.1.29 Deformada sobre la visera arriostrada	71
Figura 4.1.30 Superposición de envolvente de momentos flectores sobre visera arriostrada...	71

Figura 4.2.1 Estructura implementada en módulo Parts de AbaqusCAE	73
Figura 4.2.2 Introducción de las propiedades del acero	74
Figura 4.2.3 Creación de perfiles	74
Figura 4.2.4 Generación de nuevo steps para obtener las frecuencias propias.....	75
Figura 4.2.5 División de las barras en 5 nodos para el estudio con MEF	76
Figura 4.2.6 Listado de frecuencias propias	76
Figura 4.2.7 Diagrama de desplazamientos para la primera frecuencia característica	77
Figura 4.2.8 Caracterización de la viga IPN 140 de la escuadra como biempotrada	79
Figura 4.2.9 La fuerza P es la ejercida por los dos espectadores en reposo y la losa de hormigón	79
Figura 4.2.10 La fuerza P' es la fuerza ejercida por los dos espectadores impactando tras el salto más la losa de hormigón en reposo.....	79
Figura 4.2.11 Gráfica para obtener el valor de DLF	80
Figura 4.2.12 Obtención del valor DLF	82
Figura 4.2.13 Mapa de peligrosidad sísmica	83
Figura 4.2.14 Espectro elástico de diseño	85
Figura 4.2.15 Diálogo CYPE con requerimientos para cálculo sísmico.....	86
Figura 4.2.16 Ley de cortantes en estudio a sismo en dirección X	87
Figura 4.2.17 Deformaciones en estudio a sismo en dirección Y	87
Figura 4.2.18 Detalle deformación en visera con acción de sismo en dirección Y	88
Figura 4.3.1 Descomposición de tensiones en cordón de soldadura	89
Figura 4.3.2 Menú inicial CYPE para el cálculo de uniones	90
Figura 4.3.3 Uniones calculadas y errores generados	91
Figura 4.3.4 Detalle en soldadura no calculada.....	92
Figura 4.3.5 Detalle soldadura efectuada	93
Figura 4.3.6 Vista 3D soldadura efectuada.....	93
Figura 5.1.1 Vista isométrica módulos tipo A.....	94
Figura 5.1.2 Vista frontal módulo tipo A	95
Figura 5.1.3 Vista lateral módulo tipo A.....	95
Figura 5.2.1 Vista isométrica módulos tipo B	96
Figura 5.2.2 Vista frontal módulo tipo B	97
Figura 5.2.3 Vista lateral módulo tipo B.....	97
Figura 5.3.1 Dimensiones del terreno de juego	98
Figura 5.3.2 Distribución de módulos en los fondos sin losas ni cerramientos.....	99
Figura 5.3.3 Distribución de módulos en fondos	99

Figura 5.3.4 Distribución de módulos en el lateral sin losas ni cerramientos	100
Figura 5.3.5 Distribución de módulos en el lateral	100
Figura 5.4.1 Vista isométrica de la escalera	101
Figura 5.4.2 Vista lateral de la escalera.....	102
Figura 5.4.3 Escalera alojada en Módulo tipo B	102
Figura 5.4.4 Vista isométrica estructura para los córners.....	103
Figura 5.4.5 Ensamblaje estructura para los córners en vista isométrica.....	104
Figura 5.4.6 Vista exterior estructura para los córners.....	104
Figura 6.1.1 Vista aérea orientación del estadio	105
Figura 6.2.1 Vista fachada principal.....	106
Figura 6.2.2 Vista fachada lateral	106
Figura 6.2.3 Vista cenital	107
Figura 6.2.4 Vista isométrica	107
Figura 6.2.5 Simulación partido de fútbol	108
Figura 6.2.6 Vista interior nocturna	108
Figura 6.3.1 Vista estadio actual posición 1	109
Figura 6.3.2 Vista futuro estadio posición 1	109
Figura 6.3.3 Vista estadio actual posición 2	110
Figura 6.3.4 Vista futuro estadio posición 2	110
Figura 6.3.5 Vista estadio actual posición 3	111
Figura 6.3.6 Vista futuro estadio posición 3	111
Figura 8.1.1 Estructura para cubrir totalmente el estadio	114
Figura 8.1.2 Instalación cubierta total del estadio	114
Figura 8.1.3 Vista fachada principal con cubierta total.....	115
Figura 8.1.4 Vista fachada lateral con cubierta total	115
Figura 8.3.1 Rampas para acceso de discapacitados	116
Figura A.1 Ubicación de losas de hormigón en la estructura	118
Figura A.2 Ubicación de losas de hormigón en la estructura vista 3D	119
Figura A.3 Vista 3D losa de hormigón pasillo entreplanta	119
Figura A.4 Vista 3D losa alveolar con tabica.....	119
Figura A5 Ubicación de cerramientos vista 3D	120
Figura A6 Aplicación de cargas permanentes.....	120
Figura A.7 Aplicación sobrecarga de uso comportamiento tipo 1.....	122
Figura A.8 Aplicación sobrecarga de uso comportamiento tipo 2.....	122

Figura A.9 Valor básico de la velocidad del viento para el territorio español.....	123
Figura A.10 Alzado acotado de los huecos existentes en un módulo tipo A o tipo B.....	124
Figura A.11 Factor de forma 1 en cubierta.....	125
Figura A.12 Factor de forma 2 y 3 en cubierta	126
Figura A.13 Geometría cubierta para cálculo de factores de forma 2 y 3	126
Figura A.14 Aplicación carga de nieve en cubierta	127
Figura A.15 Registro del perfil de temperaturas en Talavera de la Reina.....	128
Figura A.16 Modelización sinusoidal del perfil de temperatura anual en Talavera de la Reina.....	129
Figura A.17 Incrementos de temperatura.....	129
Figura A.18 Deformada del pórtico al aplicar un incremento de temperatura.....	130
Figura A.19 Máxima deformación del pórtico al aplicar incremento de temperatura	130
Figura B.1 Barra 1 predimensionado manual	133
Figura B.2 Barra 2 predimensionado manual	133
Figura B.3 Predimensionado realizado por CYPE barra 1.....	134
Figura B.4 Momento flector en la barra 1	134
Figura B.5 Esfuerzos en la barra 2.....	135
Figura B.6 Predimensionado realizado por CYPE barra 2.....	136
Figura C.1 Acotación alzado escaleras	141
Figura C.2 Acotación perfil escaleras	141
Figura C.3 Vista conjunto escaleras	142
Figura C.4 Pórtico acotado	142
Figura C.5 Vista perfil escalera ubicada en pórtico.....	143

Índice de Tablas

Tabla 2.4.1 Características del acero	24
Tabla 2.4.2 Características del hormigón	26
Tabla 2.4.3 Características de los cerramientos	27
Tabla 4.2.1 Tipo de estructura según normativa NCSE	84
Tabla 4.2.2 Expresiones de los tramos del espectro horizontal	84
Tabla 4.2.3 Espectro de diseño	85
Tabla 4.3.1 Cálculo de uniones	91
Tabla 6.1.1 Cuadro de superficies.....	106
Tabla A.1 Valores característicos de las sobrecargas de uso	121
Tabla A.2 Coeficientes parciales de seguridad	132
Tabla A.3 Coeficientes de simultaneidad	132
Tabla B.1 Resumen de medición para un pórtico con visera incluida	140
Tabla B.2 Resumen de medición para arriostramientos módulos tipo A	140
Tabla B.3 Resumen de medición para arriostramientos en visera	140

1 Introducción

El proyecto parte de la necesidad de construir un estadio de fútbol para la ciudad de Talavera de la Reina (Toledo) debido al estado del estadio actual. El futuro estadio debe albergar en su interior de forma segura un aforo aproximado de 10.000 espectadores.

Se entiende como estadio, a la infraestructura cerrada provista de gradas para albergar a los espectadores situándoles en torno a un campo central, ofreciéndoles una estancia agradable para el disfrute del evento que se celebre.

Un estadio influye de manera muy significativa en el ámbito socio-económico de la ciudad donde se ubica, puesto que ofrece una gran diversidad en cuanto a su uso. Permite concentrar a un número elevado de personas para fines muy diversos. Este motivo hace que, hoy en día, los estadios estén muy integrados en la vida cotidiana debido a su polivalencia como construcción civil.

A pesar de la cantidad de empresas que pueden hacerse cargo de ejecutar un proyecto como el presente, una buena alternativa para abrirse hueco en este mercado es proponer una solución diferente del resto. Se trata con ello de solucionar los inconvenientes que supone llevar a cabo una obra de esta magnitud, como son los tiempos de obra, proyectos futuros de remodelación, costes, etcétera.

Hoy en día, todas las ciudades disponen de un estadio debido a la popularidad de la que goza el fútbol en la sociedad actual y a la versatilidad que ofrecen sus instalaciones para acoger multitud de eventos. Sin embargo, la mayoría de los estadios utilizan como principal material en su estructura el hormigón. Por tanto, es interesante estudiar la posibilidad de construir un estadio cuya estructura sea metálica. Esta alternativa a la construcción de estadios, permite comparar ambas posibilidades y determinar en qué casos puede tener ventaja la elección de una estructura de hormigón, o de una estructura metálica.

1.1 Objetivos

Los objetivos de este proyecto son varios, el principal es el diseño, cálculo y análisis de un estadio de fútbol para la ciudad de Talavera de la Reina, empleando para ello una estructura metálica siguiendo las indicaciones de la normativa vigente.

Otro de los objetivos es solucionar los inconvenientes que presenta el actual estadio debido a la antigüedad de sus instalaciones, ya que este fue inaugurado en el año 1944. Un objetivo fundamental del presente proyecto, es proponer un estadio nuevo que se adapte mejor a las exigencias de la ciudad y cuyo aforo duplique al actual.

Debido a la importancia económica de toda obra, uno de los objetivos es conseguir optimizar los costes de la misma. Con ello se busca demostrar la rentabilidad de construir un nuevo estadio frente a una obra de remodelación del estadio actual.

Atendiendo a la importancia que supone para cualquier ciudad disponer de un estadio capacitado para albergar grandes eventos, el futuro estadio tiene entre sus objetivos cumplir la normativa específica que permite celebrar encuentros internacionales que reporten diversos beneficios directos para la ciudad.

Por último, se pretende argumentar que una estructura metálica es válida para afrontar este tipo de construcciones y ser, en determinadas circunstancias, la solución más eficaz.

1.2 Datos de partida

Los datos iniciales con los que comienza el proyecto son escasos, puesto que al tratarse de un proyecto creativo que busca ofrecer una alternativa nueva, las pautas iniciales son muy básicas y poco concretas.

A lo largo de este punto se detallan los datos de partida del proyecto, así como los aspectos del actual estadio que se pretenden solucionar.

Enumeración de los datos de partida:

- Tipo de estructura: Estructura metálica.
- Parte del aforo debe estar resguardado de las inclemencias del tiempo bajo una visera protectora.
- Capacidad: Aforo aproximado de 10.000 espectadores sentados.
- Medidas para el terreno de juego: 120x80m.
- Ubicación: Talavera de la Reina (Toledo, España).
- Situación: A las afueras de la ciudad en terreno preferiblemente llano.

Enumeración de los problemas actuales:

- Homogeneidad del la grada.
- Buena accesibilidad.
- Facilidad de futuras obras de ampliación o remodelación.
- Garantizar una buena visibilidad de todos los espectadores.
- Acreditación de la Real Federación Española de Fútbol para la celebración de partidos internacionales de categorías inferiores.

1.3 Ubicación

Para escoger la ubicación sobre la que construir el estadio se tienen en cuenta diversos factores, tales como la proximidad de principales vías de acceso, orografía del terreno, ubicación respecto al centro de la ciudad así como el propietario del terreno.

La localización catastral que describe la ubicación exacta seleccionada para el futuro estadio es la siguiente:

1569 Polígono 28 Parcela 24, 002200200UK42F PALOMAREJOS. CP: 45600 TALAVERA DE LA REINA (TOLEDO).



Figura 1.3.1 Plano de la ubicación de la parcela 24 según la Sede Electrónica del Catastro

La parcela elegida pertenece al ayuntamiento de la localidad y queda ubicada ligeramente a las afueras de la ciudad. Se encuentra en las proximidades de la carretera nacional N-Va, principal vía de acceso a la ciudad. Esta posición estratégica reporta ciertos beneficios puesto que problemas de ruido, tráfico y seguridad entre otros, se atenúan al ubicar el estadio alejado relativamente del centro.

La orografía del terreno es llana, lo cual facilita la puesta en marcha de la obra. No es necesario realizar movimiento de tierra salvo para la realización de las cimentaciones. La parcela cuenta con todos los servicios urbanísticos necesarios que requiere la construcción, tales como abastecimiento y evacuación de aguas, alcantarillado, suministro telefónico y eléctrico.

En la Figura 1.3.2 se muestra una vista satélite de la parcela citada.

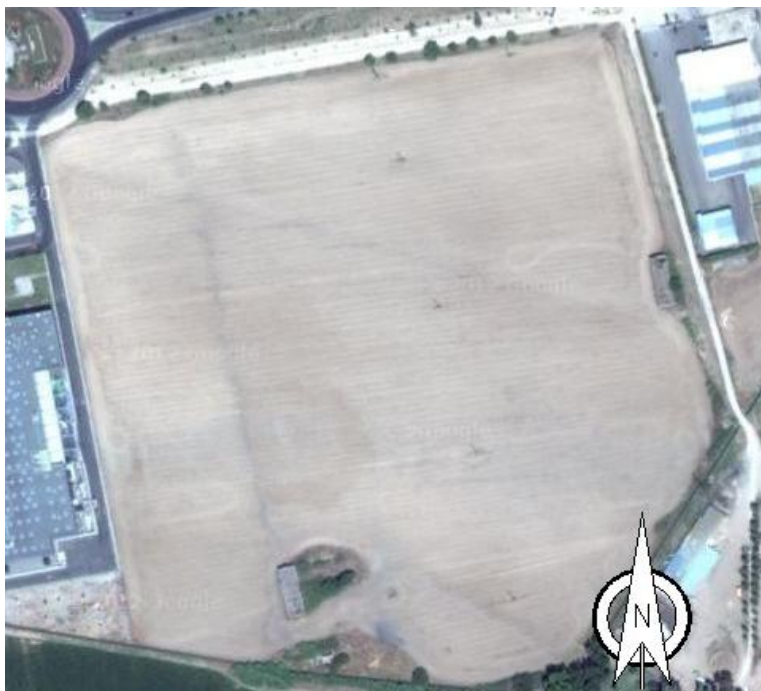


Figura 1.3.2 Vista satélite de la ubicación del estadio

1.4 Estructura del proyecto

El proyecto consta de nueve capítulos distribuidos de la siguiente forma:

El primero de los capítulos expone una breve introducción que detalla los motivos por los que se realiza el proyecto, así como los datos de partida y los objetivos que se desea cumplir.

En el capítulo dos se explica la metodología que se va a llevar a cabo. En este capítulo se comentan numerosos aspectos que se tienen presente durante toda la elaboración del proyecto. Algunos de estos son: normativa a seguir, requisitos que se desea cumplir, tipo de cálculos a realizar, materiales empleados, cargas a tener en cuenta, soportes informáticos utilizados, distribución de la grada etcétera.

A lo largo del capítulo tres se comentan las pautas obtenidas a partir de ensayos previos sobre modelos analizados hasta obtener el modelo final. Justificando los resultados se recopilan conclusiones que resumen el comportamiento de la estructura. Aplicando estas pautas se logra como resultado la geometría final del pórtico.

El capítulo cuatro resume los resultados obtenidos al someter la estructura a un estudio estático y dinámico. El objetivo de estos estudios es simular las condiciones más frecuentes a las que puede someterse la estructura y dimensionar los perfiles de las barras que conforman la estructura. Con esto se evalúa la integridad de la grada para poder garantizar su seguridad. Este capítulo recoge el comportamiento del estadio bajo la acción de cargas estáticas y dinámicas.



El capítulo cinco expone detalladamente el diseño y la disposición de la grada. Para ello se justifica la elección de una grada compuesta por 2 tipos de módulos. Este capítulo también contiene los elementos externos adquiridos a empresas ajenas al proyecto que permiten finalizar la composición del estadio.

Se destina el capítulo seis a la recreación virtual del estadio completo. Por otra parte se muestra la superposición del estadio sobre la parcela elegida para su ubicación y se compara el estadio diseñado con el estadio actual.

En el capítulo siete se recopilan las conclusiones obtenidas al finalizar el estadio. Se evalúa si los objetivos y requisitos han sido cumplidos y se analiza la posibilidad de ejecutar la obra con el trabajo realizado a lo largo del proyecto.

Seguidamente el capítulo ocho recoge una serie de trabajos futuros que se pueden aplicar al estadio en caso de que fuera preciso mejorar sus prestaciones.

Por último, el capítulo nueve contiene la bibliografía utilizada. En ella se exponen los documentos de interés consultados para la elaboración del proyecto.

2 Metodología

El método para diseñar de manera adecuada la grada es realizar diferentes estudios sobre modelos bidimensionales (se denominan a lo largo del proyecto como pórticos). Estos pórticos se someten a diferentes estudios que analizan su comportamiento. En base a los resultados obtenidos se generan conclusiones que son aplicadas a los siguientes estudios hasta lograr la configuración óptima.

El proceso comienza con la identificación de la normativa adecuada y la redacción de los requisitos que se desea cumplir.

Seguidamente se concreta el tipo de cálculos a realizar para dimensionar la estructura. Es necesario identificar y calcular las cargas que han de tenerse en cuenta para realizar dichos cálculos.

A continuación se recurre a un software informático que facilita los cálculos para el estudio. Los resultados de este estudio permiten dimensionar los pórticos y evaluar si el modelo estudiado cumple de forma satisfactoria la normativa y requisitos estipulados.

Por último, si los resultados son satisfactorios se da por finalizado el estudio y se valida la configuración del pórtico. De lo contrario, es necesario identificar los puntos que impiden la validación de la normativa o de los requisitos deseados. Una vez focalizados los motivos de fallo, se modifica la geometría estudiada para repetir los cálculos y comprobar su validación.

2.1 Normativa

A continuación se enumeran las normas y leyes utilizadas en diferentes momentos a lo largo del desarrollo del proyecto junto a una breve explicación de ellas.

- **Código Técnico de la Edificación (CTE).** Este código técnico establece las exigencias que deben cumplir los edificios referentes a los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad. Su cumplimiento garantiza la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente.
- **Instrucción del Acero Estructural.** Su objetivo es establecer los requisitos que deben cumplir las estructuras ejecutadas en acero, relativos a seguridad estructural, protección del medio ambiente, y aportar un procedimiento para poder cumplirlos y que afecta al proyecto, ejecución y control de las estructuras de acero.
- **Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE).** Normativa que regula la construcción de estructuras sismorresistentes en España. Publicada en dos partes, General y Edificación (NCSE), y Puentes (NCSP), de las cuales, se emplea la primera de ellas.
- **Ley 7/2011, de 21 de marzo, de Espectáculos Públicos, Actividades Recreativas y Establecimientos Públicos de Castilla-La Mancha.** Ley creada para la regulación de



espectáculos públicos y actividades recreativas que se desarrollan en el ámbito territorial de la Comunidad Autónoma de Castilla-La Mancha, así como las condiciones y requisitos que deben reunir los establecimientos públicos donde aquellos se celebren o realicen.

- **Normativa FIFA sobre recomendaciones técnicas y requisitos para estadios de fútbol.** Libro basado en investigaciones actualizadas elaboradas por representantes de la FIFA sobre el diseño de estadios.

2.2 Requisitos adicionales

El cumplimiento del apartado 2.1 *Normativa*, garantiza la seguridad de la estructura diseñada.

No obstante, se incorporan unos requisitos que la estructura diseñada debe cumplir para garantizar los niveles de prestaciones deseados. Estos requisitos limitan los desplazamientos aceptados en la estructura para garantizar la comodidad de los espectadores.

Estos requisitos adicionales son:

- No superar en ningún caso bajo cualquier combinación de cargas estáticas unos desplazamientos superiores a 1mm en zonas destinadas a alojar a espectadores.
- No superar en ningún caso bajo cualquier combinación de cargas estáticas unos desplazamientos superiores a 5 mm en cualquier elemento estructural de la grada.

2.3 Tipos de cálculos

Los cálculos efectuados sobre la estructura se realizan con el objetivo de verificar el estricto cumplimiento de las distintas normativas aplicadas (ver Capítulo 2.1).

Para cumplir el CTE es necesario realizar un estudio cuyo resultado ofrezca la respuesta estructural del modelo. Dicha respuesta se evalúa cuando la estructura se somete a las pertinentes combinaciones de cargas. Este resultado permite verificar si la estructura cumple el CTE DB SE garantizando por tanto su ejecución.

Por otra parte, se realiza un estudio dinámico que permite conocer el comportamiento local y global de la estructura frente a cargas dinámicas. Esto permite analizar los esfuerzos que experimentan ciertas vigas de la grada, así como evaluar el riesgo de que la estructura entre en resonancia.

Para finalizar se estudia el comportamiento de la estructura frente a sismo. Dicho estudio permite verificar si la estructura cumple la NCSE Española y por tanto garantiza su seguridad frente a la acción de sismos.

2.3.1 Capacidad portante

La estructura en su conjunto así como todos los elementos que la forman, debe cumplir los requisitos que impone el CTE-DB-SE referentes a la seguridad estructural.

Por tanto para la estructura se verifica:

Estabilidad: Se considera que hay suficiente estabilidad en la estructura si para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se verifica que el efecto de las acciones estabilizadoras ($E_{d,stab}$) es mayor o igual que el de las desestabilizadoras ($E_{d,dst}$).

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (\text{Ec. 1})$$

Resistencia: Se considera que hay suficiente resistencia de la estructura portante si para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se verifica para toda la estructura así como para cada uno de los elementos que la forman (barras, secciones, puntos y especialmente uniones), que el valor de cálculo de cualquier situación de carga (E_d) es inferior al de su capacidad resistente (R_d).

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Ec. 2})$$

2.3.2 Aptitud al servicio

De acuerdo con lo establecido en el CTE-DB-SE, se considera que existe un comportamiento adecuado en relación con las deformaciones, vibraciones o deterioro de una estructura, siempre que se garantice que para las situaciones de dimensionado pertinentes, el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

A lo largo del subepígrafe 4.3.2 del CTE-DB-SE, se detallan las expresiones que han de considerarse para cada situación de dimensionado a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas, atendiendo a los diferentes criterios establecidos por el CTE, los cuales aparecen detallados en dicho subepígrafe.

Para considerar la integridad de los elementos constructivos que forman la estructura de la grada, se recurre al apartado 4.3.3 del CTE-DB-SE, donde se analizan los desplazamientos verticales, así como los desplazamientos horizontales.

Para realizar dichos cálculos, se considera la hipótesis de que el suelo se asemeja a un comportamiento perfecto como empotramiento. Es decir, se asumen a efectos de cálculo, las condiciones de contorno que un empotramiento implica referentes a desplazamientos y giros.

2.3.3 Estados límite últimos

La comprobación frente a los estados límite últimos, supone según las indicaciones del CTE-DB-SE-A, el análisis y la verificación de la resistencia de las secciones de las barras que componen la estructura.

A lo largo de los subepígrafes que componen el apartado 6.2 del CTE-DB-SE-A, se detalla con precisión el conjunto de expresiones que debe verificarse en cada caso, atendiendo principalmente al tipo de esfuerzos que afectan a cada una de las barras y clasificando éstas en 3 tipos de clases.

Para verificar la resistencia de las secciones que intervienen en la estructura de la grada, se emplean los siguientes subapartados de CTE-DB-SE-A:

- 6.2.5 *Resistencia de las secciones a compresión.*
- 6.2.6 *Resistencia de las secciones a flexión.*
- 6.2.8 *Interacción de esfuerzos en secciones.*

Por otra parte, se debe verificar la correcta resistencia de las barras. Para ello, se recurre a los subepígrafes del apartado 6.3 del CTE-DB-SE-A.

Debido al tipo de solicitaciones que generan en las barras las distintas cargas aplicadas sobre la estructura, se garantiza la verificación de la resistencia de las barras mediante el subepígrafe 6.3.4.2 *Elementos comprimidos y flectados.*

2.3.4 Análisis MEF

Para llevar a cabo el estudio dinámico de la estructura se emplea el método de los elementos finitos (MEF).

Este método es una herramienta muy extendida en la industria actual. Su principal ventaja es poder realizar ensayos sobre modelos muy fiables reproduciendo geometrías complejas.

Su uso frente a otros métodos reduce el tiempo y la probabilidad de cometer algún error que desvirtúe los resultados.

Además, realizar un análisis MEF afecta a la economía del desarrollo del proyecto, puesto que permite reducir el número de ensayos experimentales y por consiguiente, abaratar los costes del mismo.

2.4 Materiales

La estructura se construye utilizando tres tipos de materiales. A lo largo del siguiente apartado se detallan cuales son estos materiales y para qué función son empleados en la construcción de la grada.

2.4.1 Acero

El acero es el principal material del proyecto. Es el único material que ejerce una función estructural en la estructura. La razón de que sea el único material con función estructural es cumplir el requisito de estructura metálica.

El acero elegido es un acero prefabricado del tipo laminado S275 JR siguiendo la Instrucción de Acero Estructural (EAE).

2.4.1.1 Ventajas del acero como material estructural

Algunas de las ventajas que ofrece el acero para este tipo de obras son las siguientes:

- El concepto “prefabricación” supone una importante ventaja que ofrece el acero frente al hormigón. Permite solapar los plazos de ejecución de las infraestructuras con los de prefabricación en taller, acortando así el plazo global de la obra. Permite además la ejecución en taller de operaciones como soldaduras, lo que permite obtener todos los elementos dispuestos para su ensamblaje en obra mediante uniones atornilladas, otorgando así un mayor nivel de seguridad frente a las condiciones ambientales o errores humanos.
- Otro aspecto a tener en cuenta que ofrece el acero es la adaptabilidad. Mediante entramados soldados, articulados o atornillados, se logra total libertad a la hora de llevar a cabo cualquier tipo de estructura independientemente de su geometría.
- El acero presenta una facilidad de ensamblaje con elementos no estructurales de alta calidad. Ofrece una amplia alternativa a la hora de diseñar los cerramientos de la obra.
- La rapidez de ejecución de las estructuras de acero garantiza un correcto plan de obra. Esto conlleva un ahorro considerable en los costes financieros de la ejecución, así como la ligereza estructural que implica un notable ahorro de las cimentaciones.
- Por último, es importante reseñar la facilidad que proporciona el acero como elemento estructural a la hora de afrontar reformas posteriores. También cabe destacar que el acero es un material reciclable que no genera residuos contaminantes.

2.4.1.2 Elementos estructurales de acero

Son tres los elementos de la estructura de la grada cuya configuración es de acero, a continuación se especifica cada una de las partes:

- Pilares: se define como pilar a todo aquel elemento vertical (o ligeramente inclinado). Son elementos de vital importancia en la estructura puesto que son los responsables máximos de la estabilidad. Por otra parte, requieren de una atención especial puesto que los colapsos estructurales más notables en un alto porcentaje suelen comenzar con fallos relacionados con ellos.
- Vigas: se define como viga a todo aquel elemento horizontal cuyo trabajo principalmente se realiza a flexión. En las vigas predomina la longitud sobre el resto de dimensiones. Hay que prestar especial interés con determinados perfiles sobre todo si presentan una inercia mucho mayor en uno de sus planos principales, debido a que puede aparecer un pandeo lateral que debe estudiarse detalladamente.
- Escuadras: este elemento estructural no es más que un soporte sobre vigas inclinadas que sirve de apoyo a las losas de hormigón sobre las que se ubica el público. Su función es permitir que las losas de hormigón estén biapoyadas y en posición perfectamente horizontal.

En la Figura 2.4.1 se aprecian los elementos de acero anteriormente citados.

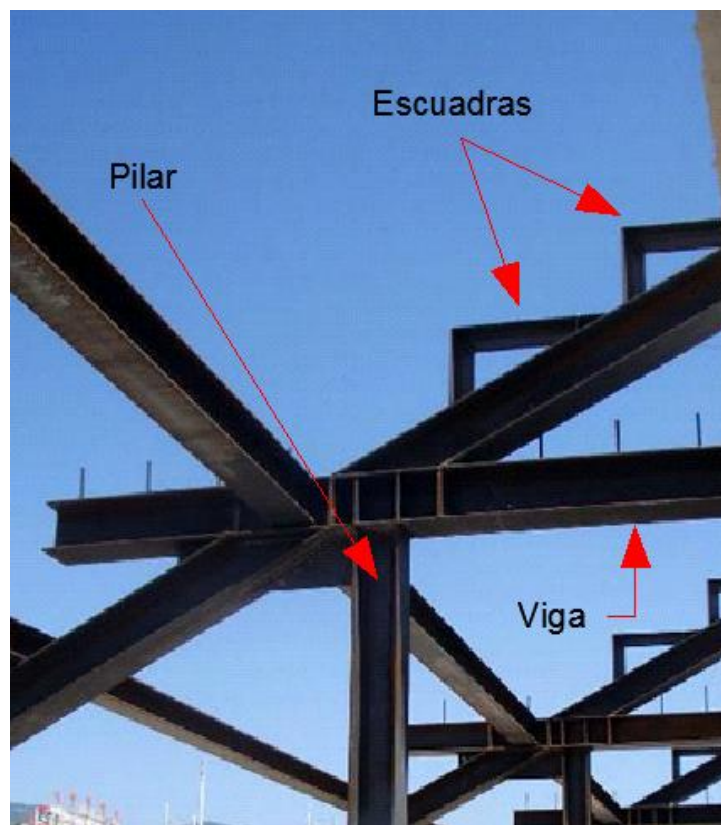


Figura 2.4.1 Elementos estructurales de acero

2.4.1.3 Propiedades de interés del acero

En la Tabla 2.4.1 se muestran las características comunes a todos los aceros según el Código Técnico de la Edificación.

Tabla 2.4.1 Características del acero

Características comunes a todos los aceros	
Módulo de elasticidad: E	210.000 N/mm ²
Módulo de rigidez: G	81.000 N/mm ²
Coeficiente de Poisson: ν	0,3
Coeficiente de dilatación térmica: α	$1,2 \cdot 10^{-5}$ (°C ⁻¹)
Densidad: ρ	7.850 Kg/m ³

2.4.2 Hormigón

El hormigón es prefabricado y se obtiene mediante una empresa externa al proyecto a la que se le facilitan las dimensiones necesarias. No realiza ninguna función estructural, por tanto es considerado como peso muerto.

Su uso se limita a dos zonas del graderío: pasillos de entreplanta y losas con tabica. Los pasillos de entreplanta permiten a los espectadores llegar a sus localidades mientras que las losas con tabica, quedan biapoyadas sobre las escuadras dando lugar a las filas de asientos, tal como indica la Figura 2.4.2.

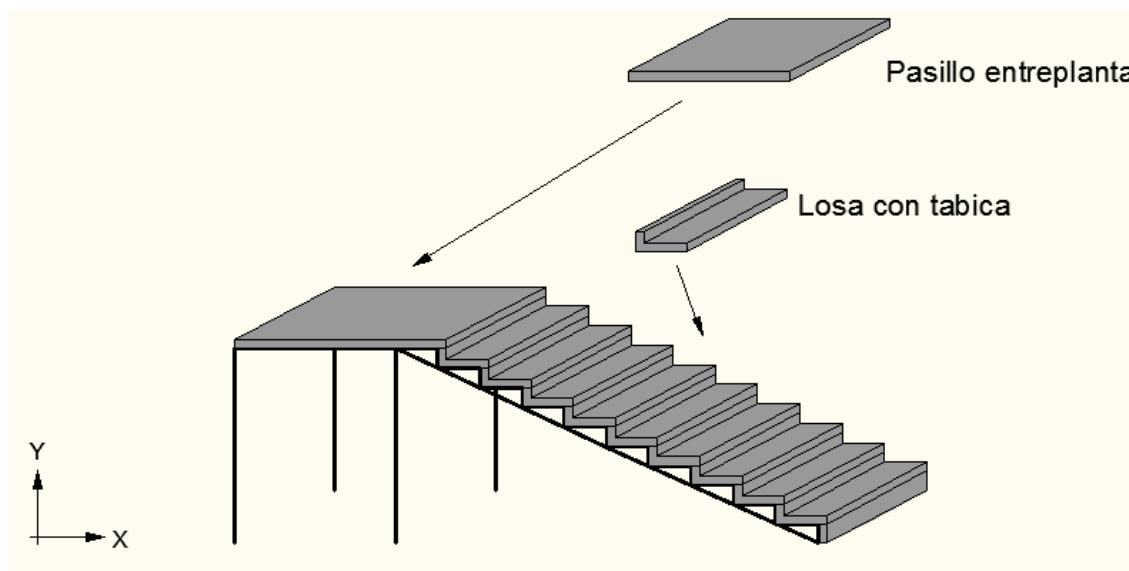


Figura 2.4.2 Ubicación del hormigón en la estructura

2.4.2.1 Ventajas del hormigón prefabricado

El hormigón que se emplea en la grada se obtiene en forma de losa alveolar prefabricada. Este producto se consigue mediante un proceso industrial realizado bajo un sistema de control de producción definido.

Las ventajas principales que presenta adquirir hormigón prefabricado a una empresa externa son:

- La estandarización del producto.
- Flexibilidad del diseño.
- Exhaustivo control de calidad.
- Rapidez y facilidad de montaje.
- Durabilidad.

2.4.2.2 Elementos de hormigón

- Losa de hormigón prefabricado para entreplanta: Para confeccionar los pasillos de entreplanta, se recurre a una solución de forjado alveolar prefabricado. El uso de losas alveolares aligera el peso que soporta la estructura. Su disposición queda tal y como indica la Figura 2.4.3.
- Losa de hormigón prefabricado con tabica: Para configurar las filas de la grada se emplearán unas losas alveolares prefabricadas con tabica. Estas losas irán apoyadas sobre las escuadras de acero. Sobre ellas se ubican los asientos de plástico que ocuparán los espectadores tal y como indica la Figura 2.4.4.



Figura 2.4.3 Pasillo de entreplanta con losas alveolares



Figura 2.4.4 Losas alveolares con tabica formando las filas de la grada

2.4.2.3 Propiedades de interés del hormigón prefabricado

Debido a que el hormigón no realiza ninguna función estructural, se tiene en cuenta como peso muerto. Para ello se necesita conocer su densidad. Esta propiedad la facilita la empresa Horviten, encargada de fabricar las losas.

Tabla 2.4.2 Características del hormigón

Características hormigón	
Densidad: ρ	2.400 Kg/m ³

Esta propiedad se tiene en cuenta para calcular la carga que supone el peso de los elementos de hormigón sobre la estructura (ver Capítulo 2.5).

2.4.3 Cerramientos

Los cerramientos tanto de fachada como de cubierta se consiguen mediante paneles prefabricados adquiridos a una empresa externa al proyecto. Los cerramientos carecen de función estructural puesto que se fijan mediante tornillos a la estructura tal y como aconseja el fabricante.

La función del cerramiento de cubierta es proteger a los espectadores de las inclemencias meteorológicas, mientras que el cerramiento de fachada debe cumplir las expectativas estéticas que permitan una buena adaptación de la obra con el entorno urbanístico.

Los paneles empleados para la cubierta como para la fachada son del mismo tipo, por tanto se busca un compromiso entre su capacidad de protección frente a inclemencias meteorológicas y estética.

El sistema de fabricación altamente industrializado de estos paneles supone una gran ventaja, ya que se consiguen unos acabados uniformes y de gran calidad. Esto reporta una mayor rapidez a la ejecución de la obra.

La gran variedad de combinaciones que pueden adoptarse con los distintos tipos de paneles permiten diseñar cualquier geometría independientemente de su complejidad. Se permite por tanto realizar huecos de diferentes formas y dimensiones según las necesidades de cada obra.

2.4.3.1 Propiedades de interés de los cerramientos

Debido a que los cerramientos no realizan función estructural, se tienen en cuenta como peso muerto. Para ello se necesita conocer su densidad. Esta propiedad la facilita la empresa TRIMO, empresa encargada de suministrar los paneles. El modelo elegido de su catálogo es el TPO 1000 con capa anticondensación.

Dichas láminas están especialmente indicadas para su empleo en edificios exigentes, debido a que las láminas se han diseñado para impedir la formación de condensación en la superficie inferior como consecuencia del sobreenfriamiento.

Estos cerramientos son aptos para su empleo en cubiertas y fachadas debido a que permiten adquirir cierta curvatura en su montaje.

Tabla 2.4.3 Características de los cerramientos

Características de los cerramientos	
Densidad: ρ	7,93 Kg/m ³

Esta propiedad se tiene en cuenta para calcular la carga que supone el peso de los cerramientos sobre la estructura (ver Capítulo 2.5).

2.5 Cargas

Para realizar los cálculos sobre la estructura de la grada, es necesario tener en cuenta las cargas (o acciones) que actúan sobre ella.

Una vez identificadas las cargas, se dictamina el número de hipótesis de carga que se van a estudiar. Una hipótesis de carga es cada solicitud distinta a la que puede tener que hacer frente la estructura, es decir, cada estado de carga que exista o pueda aparecer. La combinación detallada de cargas se recoge en el Anexo A.

Sin embargo, es interesante estudiar aquellas solicitaciones que pueden compartir una misma hipótesis. Con esto se consigue descartar ciertas hipótesis y, por tanto, evitar cálculos innecesarios.

Según las directrices expuestas a lo largo del CTE en su Documento Básico CTE-SE-AE, las cargas que deben considerarse para estudiar la estructura son las siguientes:

- Cargas permanentes.
- Sobrecarga de uso.
- Viento.
- Nieve.
- Incrementos de temperatura.

2.5.1 Cargas permanentes

Se entiende por cargas permanentes a aquellas cargas que actúan continuamente sobre la estructura. A lo largo del siguiente apartado, se detallan las distintas cargas que se engloban dentro de las cargas permanentes.

2.5.1.1 Peso Propio

Se engloba como peso propio a la carga generada por el peso de todas las barras que componen la estructura. El programa informático utilizado para dimensionar los perfiles calcula automáticamente esta carga, por tanto no es necesario realizar el cálculo de su valor.

2.5.1.2 Losas de hormigón

Para formar tanto los pasillos que permiten al público desplazarse por el interior del estadio, como las filas sobre las que se ubican las localidades, se recurre a una solución de hormigón prefabricado en formato de losas alveolares (ver Capítulo 2.4.2).

Debido a que la densidad del hormigón con el que se fabrican las losas es la misma, así como el espesor de las losas, el valor de la carga que simula el peso de los pasillos y de las filas de asientos es el mismo. Por tanto al realizar el estudio de la estructura, se aplica una carga uniformemente distribuida a lo largo de las vigas sobre las que reposan los componentes de hormigón.

2.5.1.3 Cerramientos

Se entiende por cerramientos a los paneles empleados para cubrir tanto la visera protectora como la fachada del estadio (ver Capítulo 2.4.3).

La acción del peso de estos paneles está presente siempre en la estructura, por ello se considera como carga permanente y debe incluirse en los cálculos.

2.5.2 Sobrecarga de uso

En este apartado se detallan las cargas denominadas como sobrecargas de uso. Estas cargas hacen referencia a las acciones no constantes que pueden solicitar a la estructura a lo largo de su vida útil.

Siguiendo las recomendaciones del CTE-DB-SE-AE en su sub apartado 3.1.1, las sobrecargas de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente.

Analizando el tipo de cargas que se engloban en este apartado se identifican dos posibles casos: el peso de los espectadores y las labores de mantenimiento en la cubierta.

Por tanto, las cargas que se consideran como sobrecarga de uso son las siguientes:

- Público.
 - Comportamiento 1.
 - Comportamiento 2.
- Mantenimiento en cubierta.

2.5.2.1 Público

El peso del público es una de las principales cargas que se considera en el estudio de la estructura.

No obstante, al tratarse de espectadores de un peso variable y con capacidad de ocupar diferentes posiciones a lo largo del estadio, es interesante por motivos de seguridad realizar varias hipótesis sobre su comportamiento.

Estas hipótesis no pueden coincidir sobre la estructura, se busca con ello englobar distintas alternativas que simulen el comportamiento variable e impredecible del público.

2.5.2.1.1 Comportamiento 1

La primera hipótesis sobre el comportamiento del público, (comportamiento 1), se basa en suponer un lleno absoluto del estadio.

Este posible comportamiento del público se estudia sobre el pórtico bidimensional de la grada aplicando sobre las correspondientes barras una carga distribuida uniformemente.

El valor de esta carga se obtiene siguiendo las indicaciones del CTE en su Documento Básico SE-AE.

2.5.2.1.2 Comportamiento 2

La segunda hipótesis sobre el comportamiento del público, (comportamiento 2), simula el comportamiento del público causado la presencia de lluvias.

Al tratarse de una grada formada por dos anfiteatros, es posible que la visera protectora no abarque a la totalidad de espectadores. Es por tanto bastante probable que bajo la acción de lluvia sobre el estadio, el público busque cobijarse bajo la visera protectora o bajo cualquier otra parte de las instalaciones. Atendiendo a la geometría de la grada, en caso de lluvia cabe esperar que el público se cobije en el pasillo de entreplanta.

Esta distribución no habitual que puede adoptar el público se considera como una sobrecarga de uso.

Para el estudio de la estructura bajo esta situación se considera la hipótesis asumiendo en las zonas que pueden cobijar al público una carga uniforme distribuida. El valor es mayor que el utilizado para la hipótesis 1 puesto que se asume una aglomeración de espectadores.

2.5.2.2 Mantenimiento en cubierta

No se considera la hipótesis debida al mantenimiento de la cubierta de la grada.

El motivo de esta decisión es que el CTE-DB-SE-AE especifica que la sobrecarga de uso para las labores de mantenimiento de cubiertas adquiere un valor de $0,4 \text{ kN/m}^2$. Esta sobrecarga debe no ser concomitante con el resto de acciones variables que actúan sobre la cubierta, como es en este caso la nieve.

Por tanto, no se introduce esta carga debido a que bajo circunstancias en las que intervenga la nieve y siempre que el valor de ésta sea igual o mayor a los $0,4 \text{ kN/m}^2$, se obtiene la misma combinación de cargas que si se tiene en cuenta la sobrecarga de mantenimiento en cubierta.

Es decir, queda contemplada la reacción de la estructura si sobre su cubierta se efectúan labores de mantenimiento, puesto que reaccionará igual que si de nieve se tratase (ver Capítulo 2.5.4). Por tanto no es necesario incluir esta sobrecarga en el estudio.

2.5.3 Viento

Las presiones que ejerce el viento sobre un edificio dependen de la forma, dimensiones, características, permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, intensidad y racheo del viento.

Se determina la carga ejercida por la acción del viento sobre la estructura siguiendo las recomendaciones del CTE en el apartado 3.3 del Documento Básico SE-AE.

Es necesario comprobar la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras.

Sin embargo, generalmente basta la consideración en dos direcciones sensiblemente ortogonales cualesquiera. Es necesario en cada una de las direcciones escogidas, considerar la acción del viento en los dos sentidos.

La acción del viento, en general, se representa mediante una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

q_e : es la presión estática del viento medida en kN/m^2 .

q_b : es la presión dinámica del viento medida en kN/m^2 .

c_e : es el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado en función de grado de aspereza del entorno. Se determina con lo establecido en el apartado 3.3.3 del CTE-DB-SE-AE. Para edificios de hasta 8 plantas, puede tomarse un valor constante independientemente de su altura de 2.0.

c_p : es el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento. Su valor toma valores positivos (presión) o negativos (succión) según se establece en los subpeígrafes 3.3.4 y 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE.

2.5.4 Nieve

Se conoce como carga producida por la nieve al efecto que provoca la acción de este fenómeno meteorológico sobre la estructura.

Se representa sobre el modelo bidimensional como una carga en dirección vertical.

Su valor se determina sabiendo que la distribución y la intensidad de ella sobre un edificio, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno y de la forma de la superficie.

Siguiendo las recomendaciones del CTE en el apartado 3.5 del Documento Básico SE-AE se calcula el valor de la carga de nieve.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

μ : es el coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 SE-AE.

s_k : es el valor característico de la carga de nieve sobre terreno horizontal según 3.5.2 SE-AE.

2.5.5 Incremento de temperatura

La grada está expuesta a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior.

La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Los efectos globales de la acción térmica se obtienen a partir de la variación de temperatura media de los elementos estructurales.

Con la ayuda del software informático CYPE empleado para realizar los cálculos sobre la estructura de la grada, se realiza y comenta el efecto de la variación de temperatura.

El resultado obtenido al estudiar la respuesta de la estructura frente a los incrementos de temperatura puede observarse en el Anejo A.

2.6 Herramientas software

Para elaborar el proyecto se recurre a la ayuda de cuatro programas informáticos.

A lo largo de este apartado se resumen brevemente algunas de las propiedades de dichos programas, especificando en qué momento se utiliza cada uno durante el desarrollo del proyecto.

2.6.1 CYPECAD

El software informático CYPECAD es un programa de cálculo de estructuras desarrollado por CYPE Ingenieros S.A.

Su principal ventaja reside en estar especialmente adaptado para el cálculo de estructuras de nudos y barras que conforman las estructuras típicas de la edificación. Por otra parte, posee una base de datos con diversas normativas para garantizar su cumplimiento.

Una vez introducidas las cargas, las condiciones de contorno y la normativa correspondiente, el programa calcula las solicitaciones pésimas y determina los esfuerzos a los que se somete cada barra. Para ello elabora según la normativa todas las posibles situaciones de carga que la estructura pudiera tener.

De esta manera se busca la peor circunstancia para cada barra. Por tanto, una combinación de hipótesis, es cada posibilidad de que éstas acontezcan simultáneamente solicitando de una determinada manera la estructura.

Una vez analizadas todas las hipótesis y localizada la más desfavorable, se procede al dimensionamiento de las barras. El uso del software informático CYPE permite seleccionar de forma adecuada el tipo de perfil que debe atribuirse a cada una de las barras.

El problema se da por finalizado cuando se cumplen los requisitos referentes a la seguridad estructural impuestos por el CTE, (el propio CYPE realiza un informe donde se corrobora). Así como los requisitos adicionales detallados en el Capítulo 2.2.

No obstante, paralelamente se realiza un estudio manual sobre el dimensionamiento de las barras (ver Anexo B). El objetivo es contrastar que los perfiles elegidos por el software coinciden con los del estudio manual. En caso afirmativo, se da por bueno el modelo utilizado y se garantiza un correcto uso del software. Por tanto se aceptan los perfiles seleccionados por CYPE.

2.6.2 Abaqus CAE

El software informático Abaqus CAE pertenece al grupo de programas denominados Abaqus FEA.

Abaqus CAE (siendo CAE el acrónimo de "Complete Abaqus Environment"), es un programa de simulación que utiliza el método de los elementos finitos (MEF) para el cálculo estructural de casos estáticos lineales, no lineales, dinámicos, etcétera.

El uso de Abaqus CAE en el proyecto, está destinado al cálculo de las frecuencias propias de la estructura de la grada. Es necesario conocer las frecuencias propias de la grada para evaluar el riesgo de que esta entre en resonancia. La resonancia en una estructura puede propiciar que los esfuerzos que se generan sean superiores a los admisibles, y por tanto, hacer peligrar su integridad.

La estructura puede entrar en resonancia debido a las posibles cargas dinámicas que puedan aparecer durante un espectáculo que se celebre en el estadio, tales como movimientos armónicos de los espectadores en momentos puntuales.

La metodología para efectuar este estudio, es realizar un análisis modal sobre un modelo bidimensional de la estructura empleando Abaqus CAE.

2.6.3 AutoCAD

AutoCAD es un programa de diseño del tipo CAD (siendo CAD el acrónimo de "Computer Aided Desing") desarrollado por la empresa Autodesk.

Las herramientas de este software se dividen en dos tipos:

- Herramientas en dos dimensiones (2D).
- Herramientas en tres dimensiones (3D).

Para elaborar el proyecto se emplean las herramientas pertenecientes al 2D.

Estas herramientas se basan en entidades geométricas vectoriales como puntos, líneas, arcos y polígonos.

Su uso a lo largo del proyecto está destinado a la elaboración de planos y dibujos donde reflejar aclaraciones, cotas, justificar decisiones geométricas, etcétera.

2.6.4 Google SketchUp

Google SketchUp es un software de diseño y modelaje en 3D para entornos arquitectónicos desarrollado por la compañía Google.

El programa permite conceptualizar de forma rápida volúmenes y formas arquitectónicas de un espacio, permitiendo además geo-referenciar los edificios ubicándolos sobre imágenes de Google Eart.

El software se emplea para realizar modelos en 3D que facilitan la visualización completa de la grada, así como simulaciones virtuales del estadio una vez finalizado.

2.7 Distribución de la grada

Para comenzar a diseñar los diferentes modelos a estudiar, es necesario determinar la distribución de la grada.

- El aforo estipulado de 10.000 espectadores condiciona el diseño. Para dar cabida a dicho aforo se recurre a **dos anfiteatros**. Por tanto la grada dispone de dos alturas claramente diferenciadas, las cuales acogen aproximadamente al mismo número de espectadores.
- La estructura debe asegurar unos niveles óptimos de comodidad y de seguridad a los espectadores. Para ello se diseña una **grada modular**, es decir, la grada final está compuesta por dos tipos de módulos (o bloques) de 20 metros de largo cada uno que se alternan entre ellos.
- Debido a que la longitud de los módulos es de 20 metros, el modelo de pórtico seleccionado tras efectuar los cálculos detallados en el Capítulo 2.3, se ubica consecutivamente cada 5 metros (ver Figura 2.7.1). Esta distancia libre de 5 metros se utiliza para ubicar arriostramientos o escaleras en función al tipo de módulo a tratar.

Diseñar la grada mediante dos tipos de módulos permite dedicar un tipo de módulo (módulo A), a dotar de solidez estructural a la grada, y destinar el otro tipo (módulo B), a facilitar el acceso y evacuación de los espectadores.

La estructura de ambos módulos es idéntica en un principio, puesto que las pruebas para validar su cumplimiento o no de la normativa y de los requisitos, se efectúa modelizando la estructura de manera bidimensional en un plano. En dicho plano, el tipo de solicitaciones es común para ambos módulos, por tanto se acepta la misma tipología para los pórticos.

La diferencia reside en que una vez garantizado el cumplimiento de la normativa y de los requisitos en el plano estudiado, los módulos A se dotan de arriostramientos en el plano perpendicular al analizado. Una vez diseñados estos arriostramientos, se estudia la respuesta de la estructura frente a estas nuevas solicitaciones.

Si los resultados son satisfactorios, queda garantizada la solidez de la estructura en las 3 direcciones del espacio.

Por otra parte en los Módulos B se sitúan las escaleras y vomitorios que dan acceso al público a sus localidades.

Una vez diseñados, calculados, analizados y optimizados los dos tipos de módulos, se estudia la manera más eficaz de distribuirlos hasta cubrir los 120x80m del terreno de juego. Para ello se emplean 6 módulos que cubren los 120m de largo y 4 módulos para los 80m de ancho. Con esto se logra un compromiso adecuado entre comodidad para acceso y evacuación de la grada, y seguridad estructural.

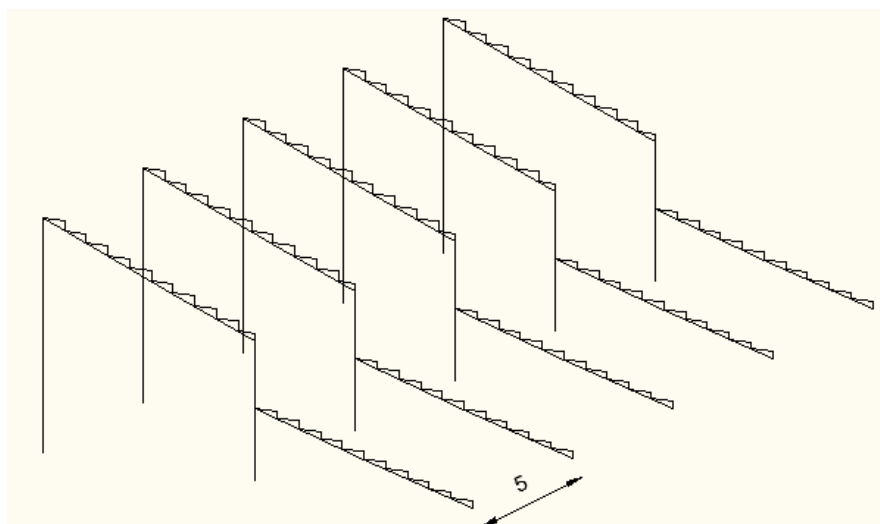


Figura 2.7.1 Bloque de 20 metros con separación de 5 metros entre pórticos

2.8 Limitaciones sobre la geometría

Antes de comenzar a diseñar los pórticos, es necesario acotar ciertas dimensiones.

Para acotar los límites de los pórticos diseñados, se parte de los requisitos ya conocidos hasta el momento. Estos requisitos son:

- Aforo aproximado: 10.000 espectadores sentados.
- Dos anfiteatros de aproximadamente el mismo aforo cada uno.
- Grada de tipo modular con bloques de 20 metros con separación entre pórticos de 5 metros.

Partiendo de estas premisas, se implementan más requisitos sobre la geometría de los pórticos. Para ello se siguen las recomendaciones de la FIFA en su documento “Recomendaciones Técnicas y Requisitos para Estadios de Fútbol” en su apartado 6 (ver Figura 2.8.1).

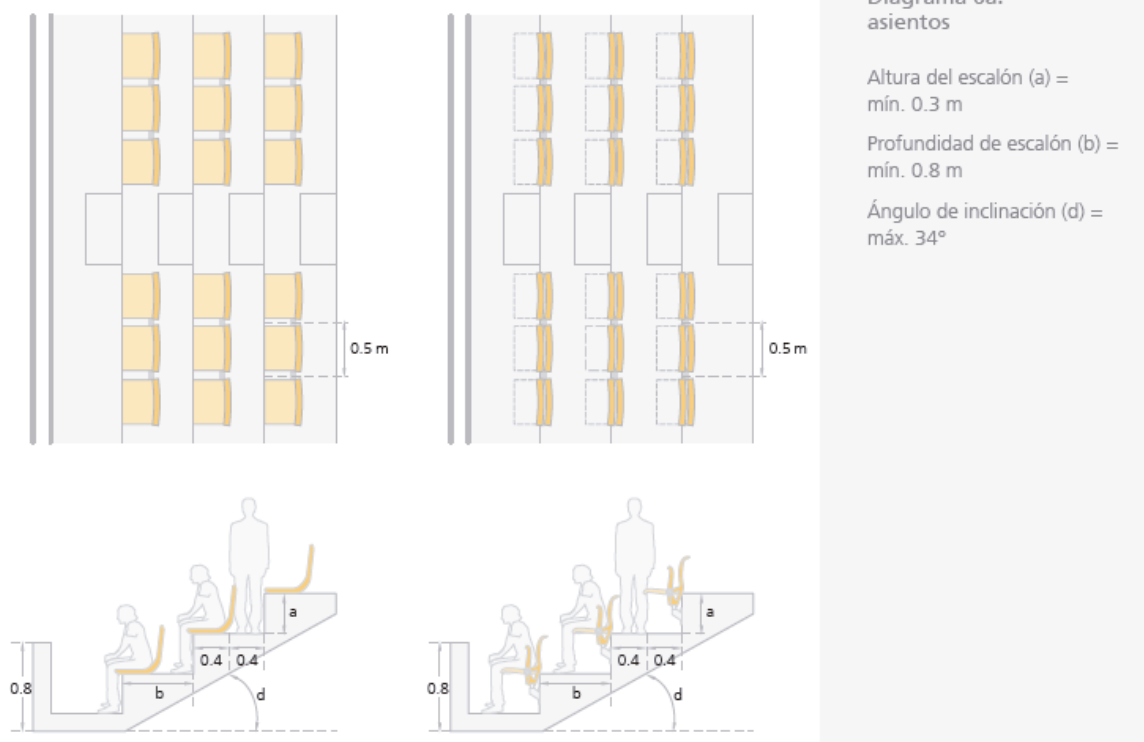


Figura 2.8.1 Recomendaciones FIFA sobre diseño de gradas

Siguiendo estas referencias se calcula que a lo largo de los 20 metros que mide cada módulo, manteniendo 50 cm para cada localidad, se ubican 40 personas.

Atendiendo a las dimensiones del terreno de juego, a lo largo de los 120 metros de grada lateral se ubican 240 personas por fila. En los 80 metros correspondientes a un fondo se ubican 160 personas. Esto significa que un total de 400 personas se reparten a lo largo de una fila que engloba uno de los fondos y uno de los laterales, por tanto, una fila a lo largo de todo el rectángulo de juego, alberga 800 espectadores.

Considerando que es necesario introducir pasillos que restan asientos al cálculo realizado, así como vomitorios, se estima un valor aproximado de 650 personas por fila.

Para conseguir el aforo deseado de 10.000 espectadores, es necesario disponer un total de 15.38 filas, es decir, 16 filas. Por tanto cada anfiteatro tiene 8 filas.

Siguiendo las recomendaciones que dicta la Figura 2.8.1 se acotan las filas tal y como muestran las Figuras 2.8.2 y 2.8.3.

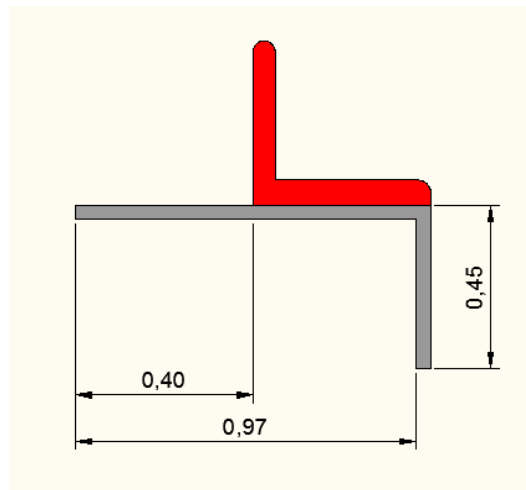


Figura 2.8.2 Vista lateral acotación de localidades

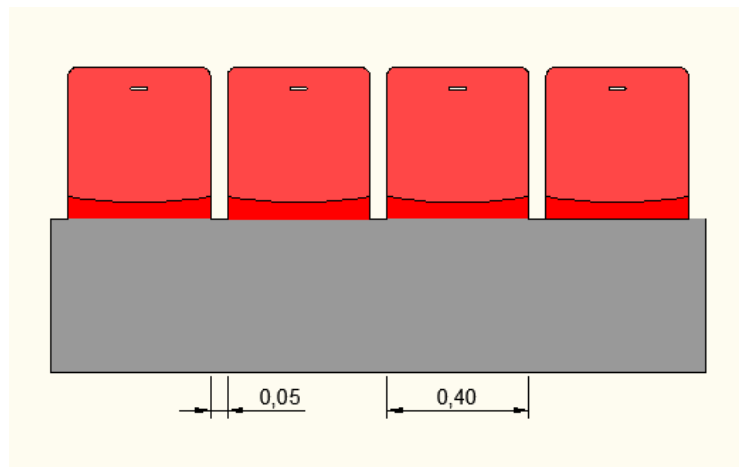


Figura 2.8.3 Vista frontal acotación de localidades

Las limitaciones sobre la geometría de los pórticos a diseñar se resumen en la Figura 2.8.4.

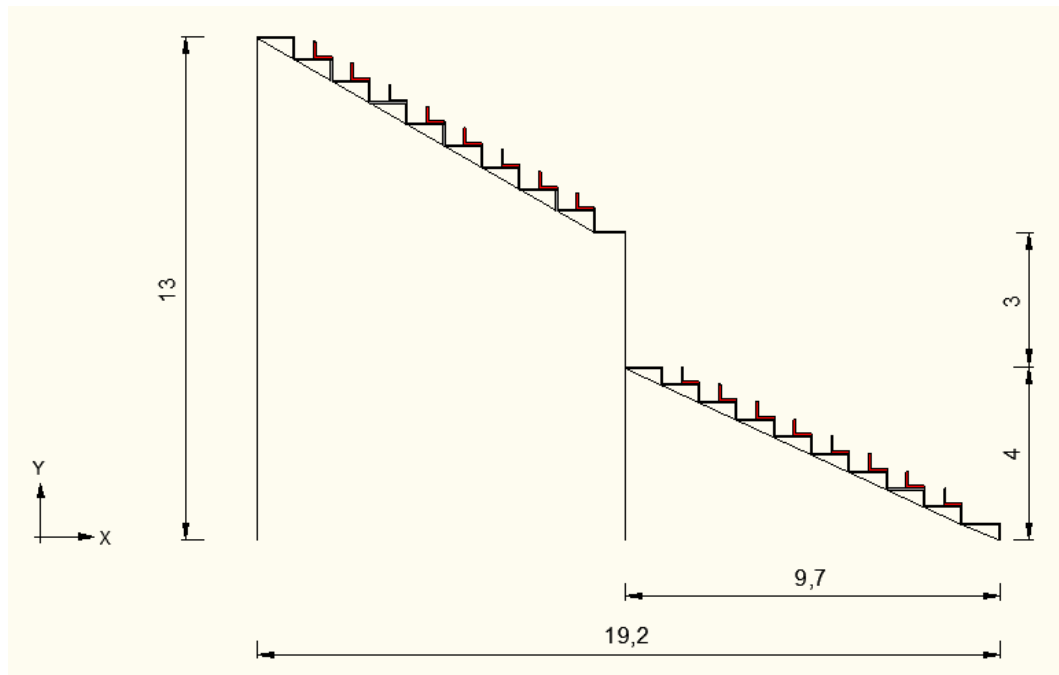


Figura 2.8.4 Acotaciones de los pórticos

Con la información detallada a lo largo del Capítulo 2, se procede al diseño de distintos pórticos en el plano XY que se amolden a las cotas de las Figuras 2.8.2 y 2.8.4.

Se estudia el comportamiento de cada pórtico diseñado y se analiza si cumplen con los requisitos estipulados.

3 Elección de la tipología

Para obtener la geometría final de la grada se diseñan distintos pórticos y se estudia su respuesta frente a la acción de cargas.

Mediante tanteos previos con diferentes tipologías de pórticos, se analiza la distribución de esfuerzos y desplazamientos. Fruto de este análisis se obtienen conclusiones que marcan las pautas que posteriormente se siguen para obtener la tipología final.

La línea de trabajo por tanto, consiste en deducir cómo se comportan las distintas estructuras frente a la acción del mismo tipo de cargas. Esto permite crear un criterio que justifica la toma de decisiones referentes a la geometría, logrando un resultado acorde al esperado. Así se consigue reducir esfuerzos y desplazamientos en las barras que no cumplen los requisitos especificados.

Para que la comparación entre los distintos tipos de pórticos sea efectiva, es necesario tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El valor, dirección y sentido de las cargas ha de ser siempre idéntico en cada caso a estudiar.
- Los perfiles utilizados en los pórticos son siempre los mismos. Para los pilares se emplea un perfil HEB 100 y para el resto de barras un perfil IPN 80.

3.1 Modelos previos

En primera instancia se diseñan pórticos simples sin visera protectora. Estas estructuras solo se someten a la acción de cargas verticales.

Cuando se cuenta con una distribución de esfuerzos y unas deformaciones uniformes en todas las barras y de un valor razonablemente pequeño, se procede a estudiar el comportamiento de los pórticos frente a la acción simultánea de cargas horizontales y verticales.

Del mismo modo, se analizan los diagramas de esfuerzos generados en las estructuras estudiadas así como las deformaciones. Con ello se obtienen conclusiones que justifican el comportamiento del pórtico cuando se somete a cargas en estas dos direcciones.

Una vez se cuenta con una tipología que presenta una distribución uniforme de esfuerzos y deformaciones, se procede al diseño de la visera protectora.

La visera se incorpora al resto de la estructura siguiendo la misma línea de trabajo. Se estudia su comportamiento frente a las distintas cargas aplicadas hasta lograr un pórtico con visera incluida que cumpla con los requisitos deseados.

El primer modelo sobre el que se efectúa el ensayo de cargas verticales se muestra en la Figura 3.1.1

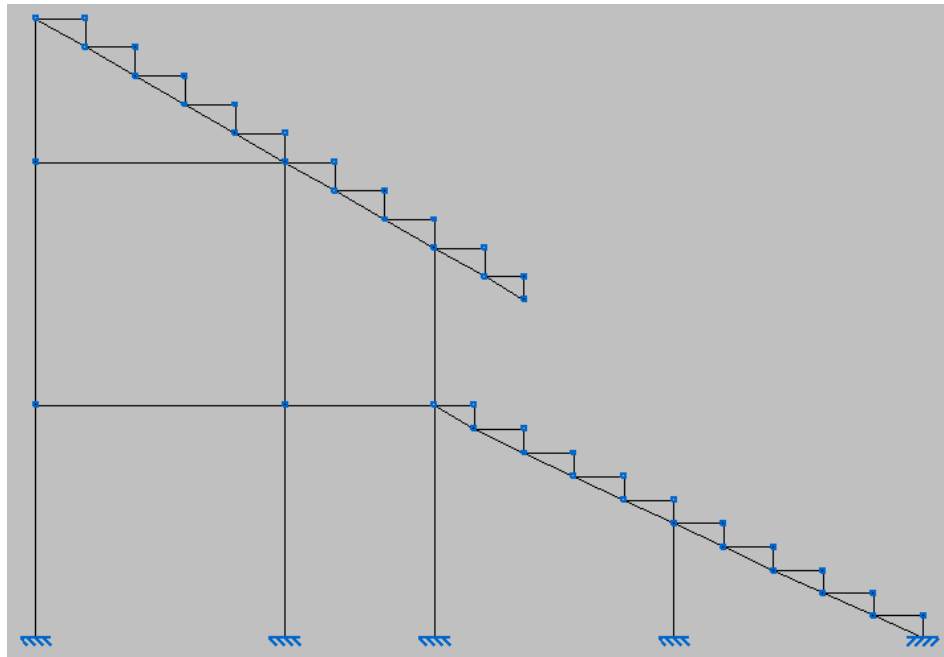


Figura 3.1.1 Primer pórtico tanteos previos

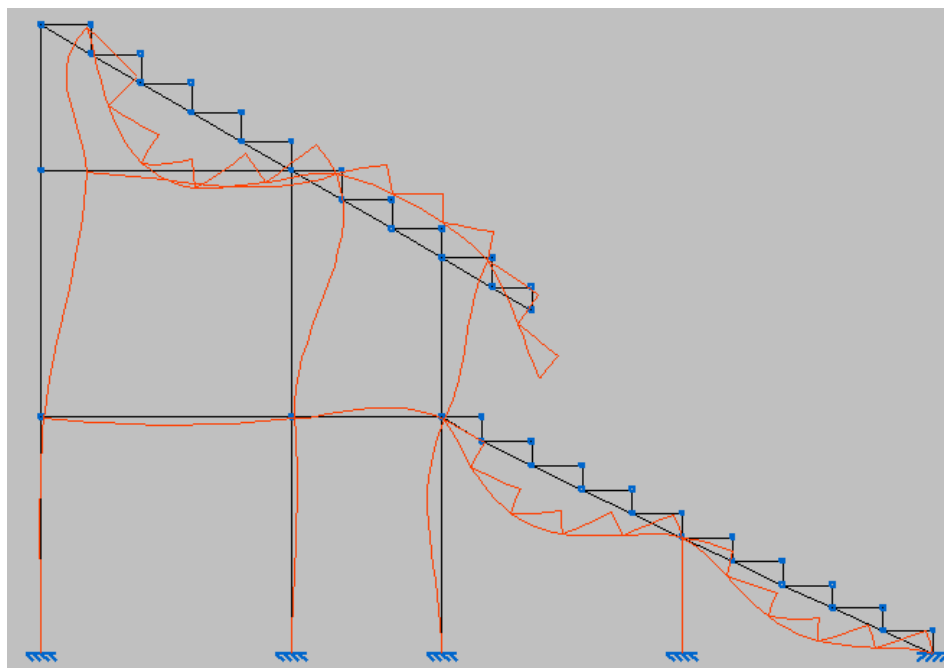


Figura 3.1.2 Deformada primer pórtico tanteos previos

Observando la deformada se aprecia que el primer pórtico estudiado presenta una deformación excesiva en el anfiteatro superior. El modelo cuenta con dos peldaños en voladizo, lugar donde la estructura sufre una deformación de 22 mm. El anfiteatro superior presenta una deformación de 19 mm.

A continuación se analiza una superposición de los diagramas pertenecientes a la envolvente del momento flector en ejes Y y Z. Se analiza este esfuerzo puesto que es el que mayor contribución aporta a la deformación.

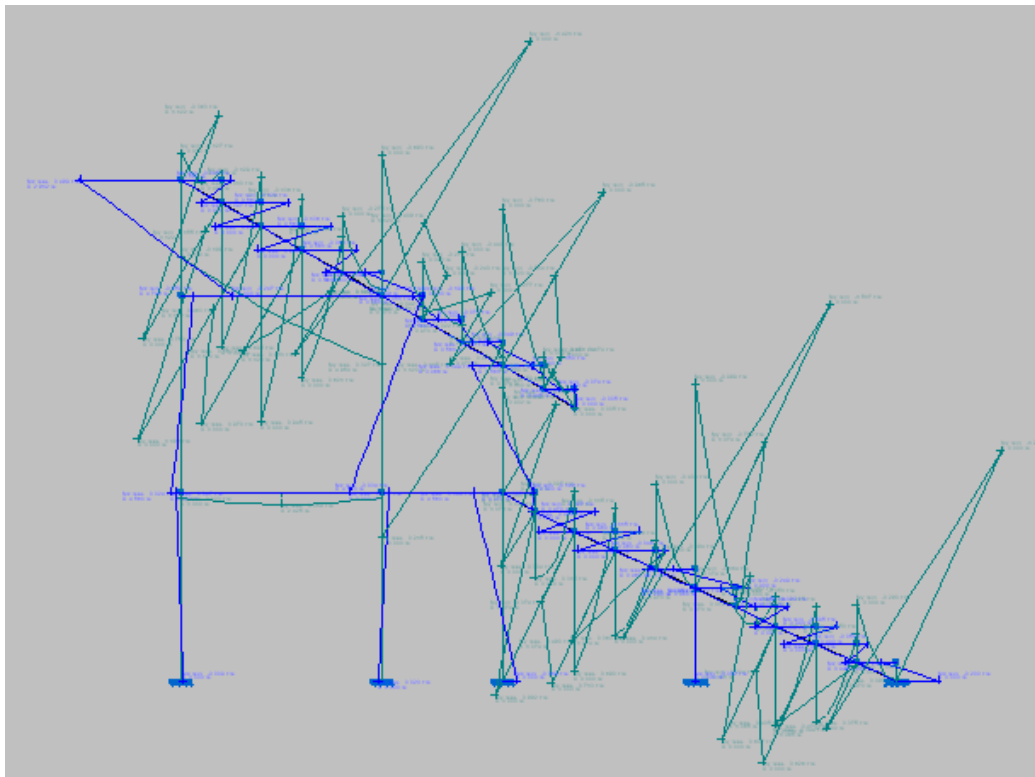


Figura 3.1.3 Superposición de envolvente de momentos flectores en primer pórtico de tanteos previos

Se obtienen unos valores para los momentos flectores del orden de 15 kN·m para el eje Y (verde) y del orden de 2 kN·m en el eje Z (azul). Los mayores momentos coinciden con las barras de mayor deformación.

Tras este primer análisis se opta por prescindir de voladizos puesto que generan unos esfuerzos muy elevados y su deformación también es significativa.

Se genera un segundo modelo de pórtico para evaluar su respuesta frente a las mismas sollicitaciones que el modelo del primer pórtico.

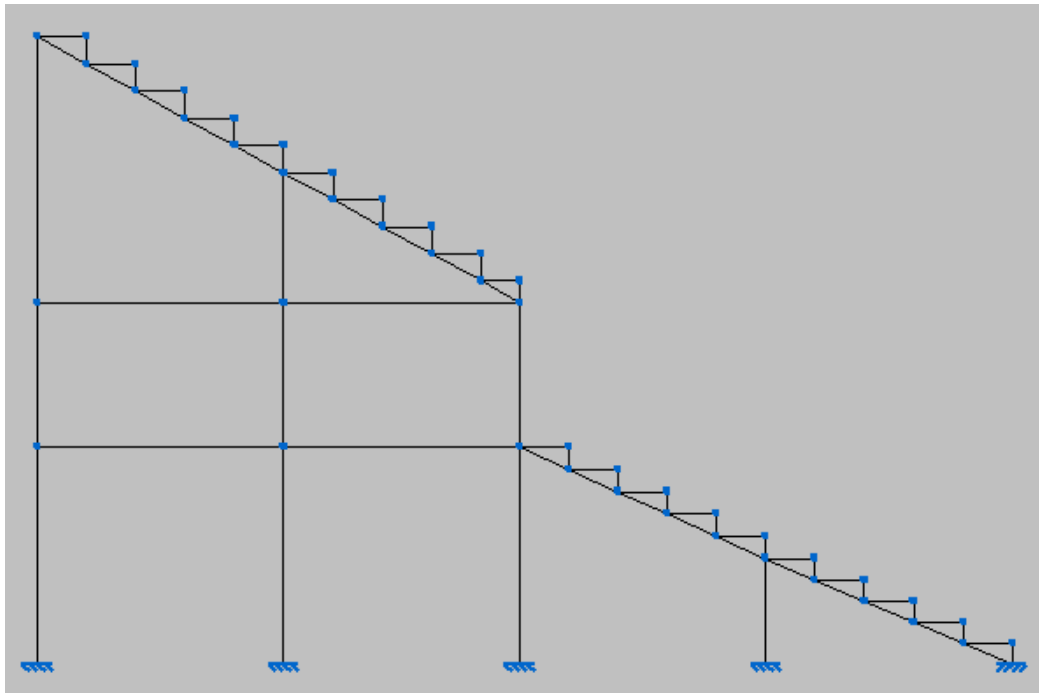


Figura 3.1.4 Segundo pórtico tanteos previos

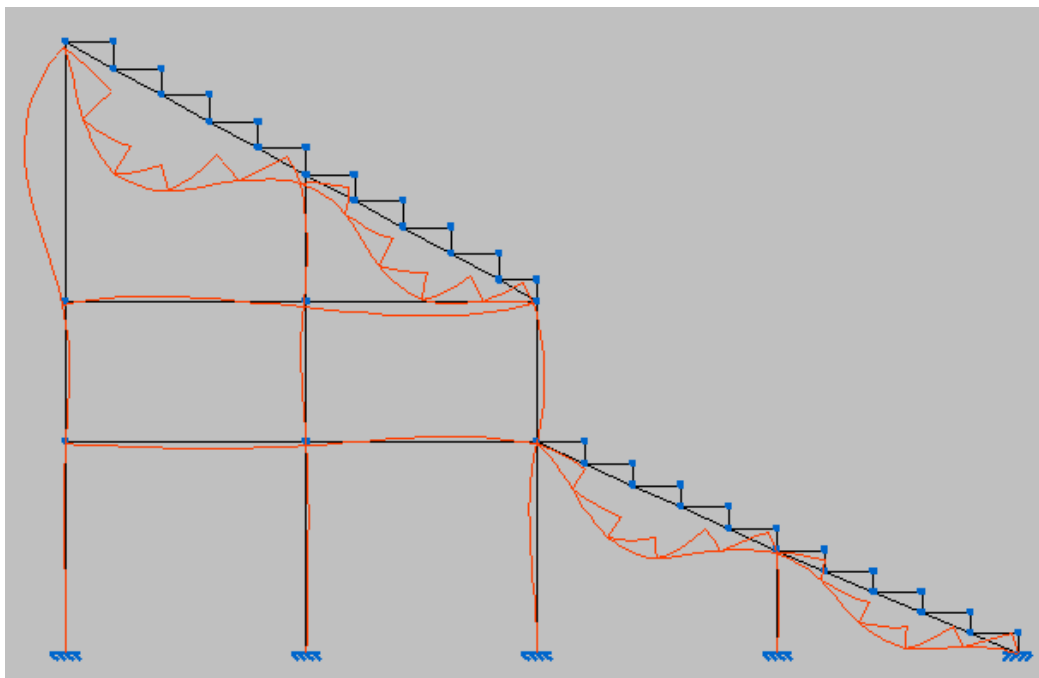


Figura 3.1.5 Deformada primer pórtico tanteos previos

El segundo modelo elimina el voladizo manteniendo un aspecto similar al del primer ensayo. Su deformación queda reducida respecto al primer ensayo realizado. Atendiendo a los valores de deformación máxima, el punto más deformado adquiere un valor de 15mm.

Debido a la nueva distribución geométrica, la envolvente de momentos flectores en ejes Y y Z muestra unos valores menores a los generados en el primer modelo estudiado.

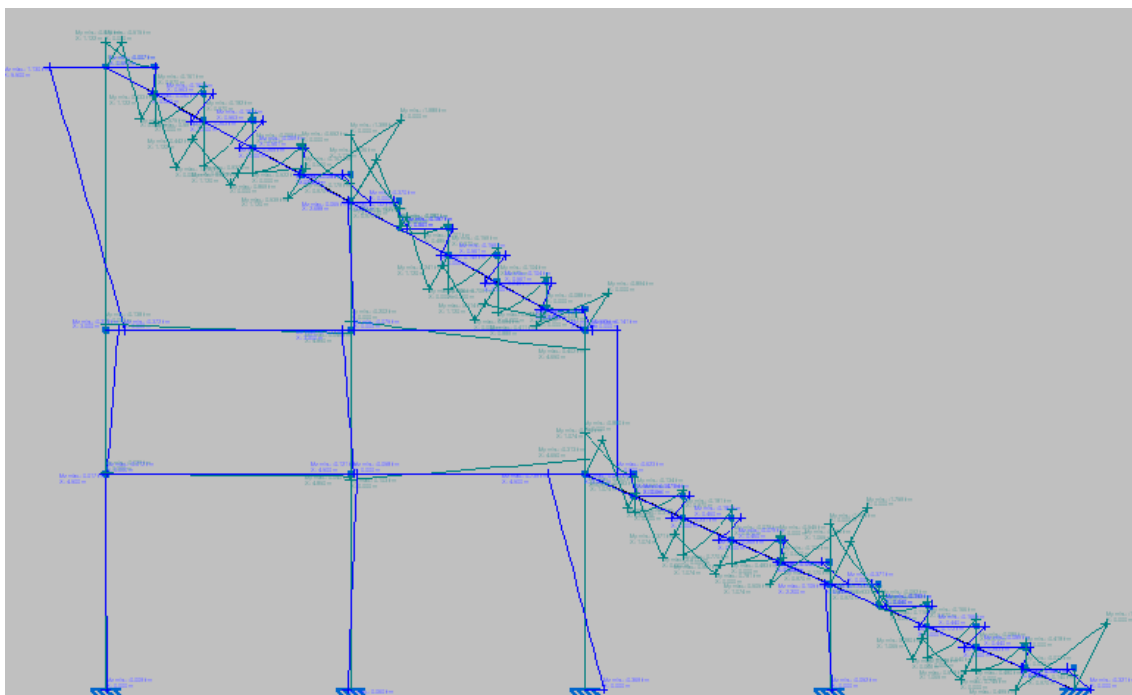


Figura 3.1.6 Superposición de envolvente de momentos flectores en segundo pórtico de tanteos previos

Los valores de los momentos flectores se reducen considerablemente, tomando un valor para el eje Y (verde) de 10 kN·m, y en el caso del eje Z (azul) de 7 kN·m.

Siguiendo los resultados obtenidos en estos dos ensayos, se llega a la conclusión de que la manera de sustentar de forma segura los anfiteatros consiste en anclarlos por tres puntos mediante pilares. Los tres puntos son cada uno de sus extremos y la parte central.

Por otra parte, queda demostrado que prescindir de peldaños en voladizos reduce tanto esfuerzos como deformaciones en la estructura.

En caso de necesitar reducir el esfuerzo del momento flector o la deformación en una parte concreta del pórtico se barajan dos opciones:

- Añadir un pilar o una viga en disposición casi vertical que transmita al pilar más cercano el esfuerzo.
- Aumentar el perfil de las barras.

En la Figura 3.1.7 se aprecia que incorporando pilares o barras inclinadas, se contribuye a atenuar esfuerzos y deformaciones en el anfiteatro superior. Sin embargo en el anfiteatro inferior se aumenta el perfil de las barras.

Los resultados obtenidos validan las conclusiones obtenidas:

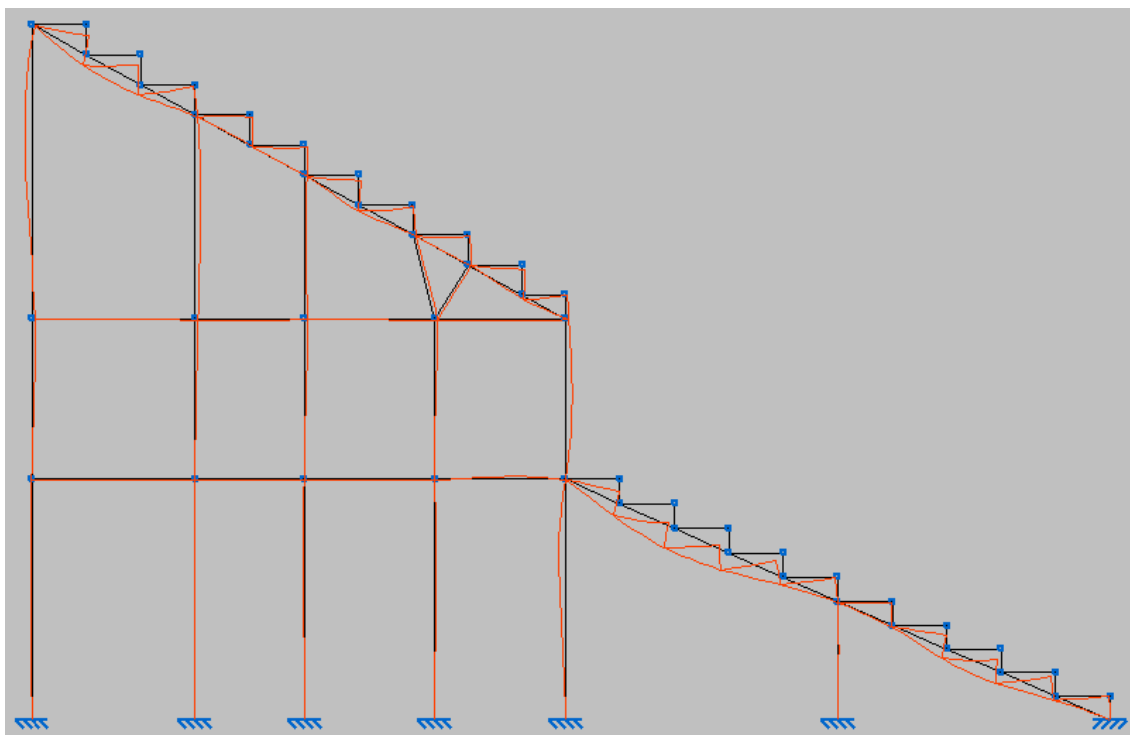


Figura 3.1.7 Deformada con vigas inclinadas y nuevos pilares

Con esta disposición se reduce considerablemente el valor de la deformada. Los tanteos previos realizados hasta el momento permiten obtener criterios para escoger la tipología adecuada.

Seguidamente se introducen acciones en dirección horizontal para proseguir recopilando conclusiones.

Este tipo de cargas son combinadas con las que actúan en sentido vertical. Gracias a estos modelos se consiguen conclusiones necesarias para poder tomar decisiones en el plano donde se realizan los ensayos.

Al modelo mostrado en la Figura 3.1.7 se le somete a una nueva situación de cargas.

Esta nueva situación incluye además de la carga anterior en dirección vertical, otra en dirección horizontal.

El resultado que presenta la deformada y los diagramas de momentos flectores cuando se somete a la acción de ambas cargas es el siguiente:

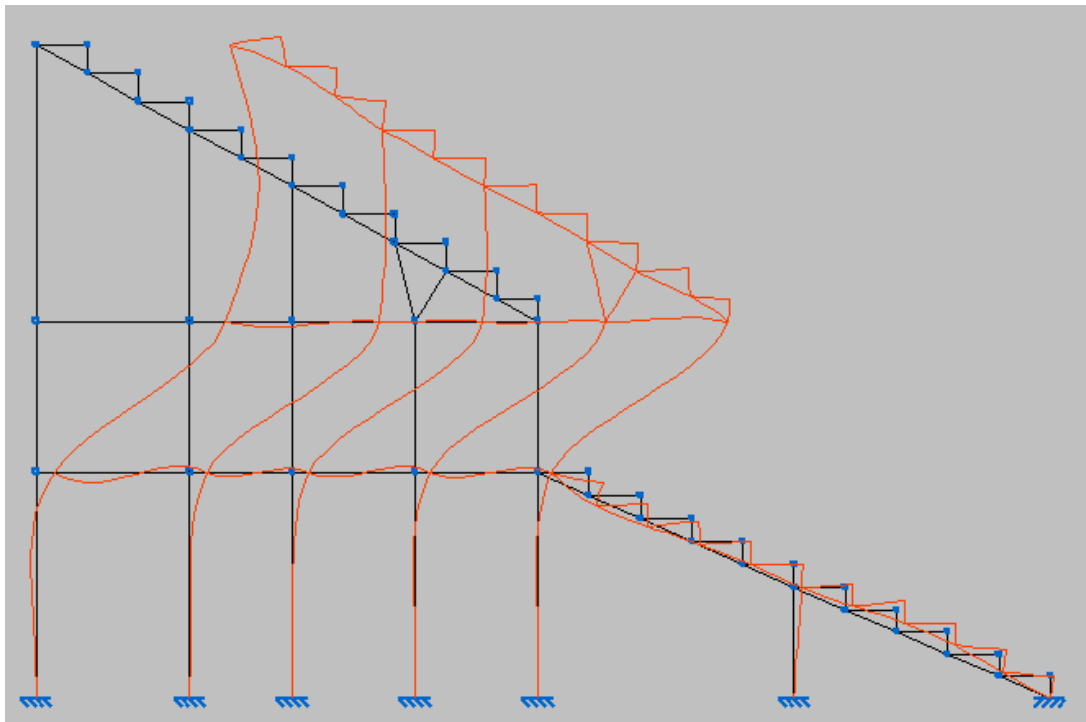


Figura 3.1.8 Deformación tras combinación de cargas en dirección vertical y horizontal

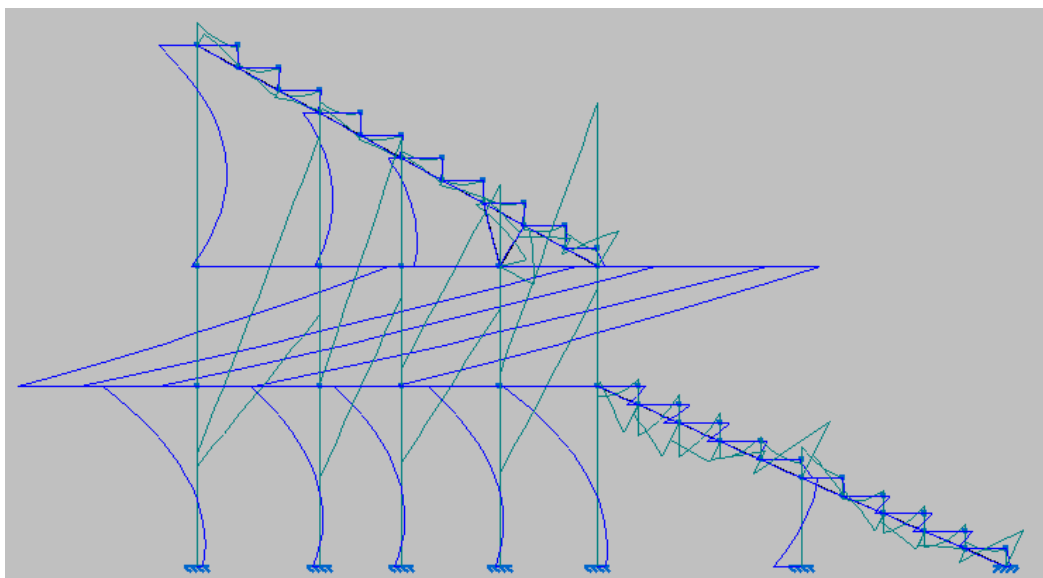


Figura 3.1.9 Envolvente de m. flectores tras combinación de cargas en dirección vertical y horizontal

Se observa que la estructura no responde bien frente a la carga horizontal.

Se procede por tanto a reforzar la respuesta del pórtico introduciendo vigas cruzadas de la serie IPN.

Con objetivo de reducir las altas deformaciones y elevados esfuerzos generados al aplicar cargas en dirección horizontal, se estudian dos casos:

- Arriostramientos en la parte inferior.
- Arriostramientos en la parte superior.

El término arriostrar hace referencia a la acción de aumentar en una estructura su rigidez y estabilidad mediante arriostres a lo largo de una dirección determinada. El arriostramiento cumple la función de rigidizar o estabilizar una estructura mediante el uso de elementos que impidan el desplazamiento o deformación de la misma. Estos elementos se llaman arriostres.

Una estructura cuadrada presenta una geometría particularmente inestable, puesto que los vértices opuestos tienden a acercarse y alejarse cuando actúan fuerzas sobre ella. Para evitar que esto ocurra, en el interior de este cuadrado se añade una estructura en X, es decir, dos elementos diagonales que unan sus vértices de manera que la forma quede rígida y no se produzcan desplazamientos.

A continuación se muestran las comparativas de las envolventes tanto de momentos flectores como de deformadas que generan las distintas configuraciones de arriostramientos.

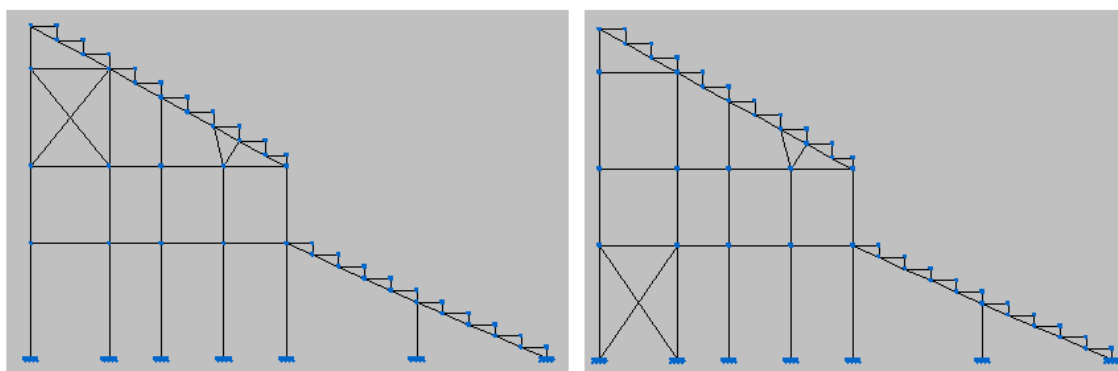


Figura 3.1.10 Distinta disposición de arriostramientos

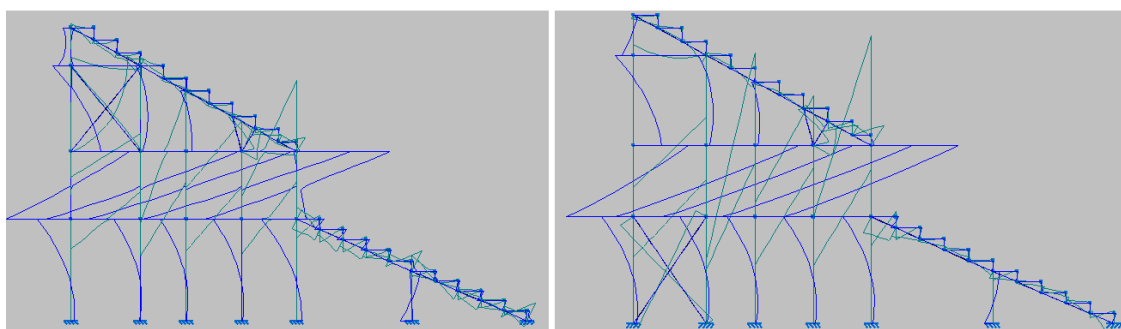


Figura 3.1.11 Comparación de envolvente de momentos flectores

Las envolventes de de los momentos flectores no aparentan mostrar diferencias muy significativas.

Sin embargo, las deformadas aportan en este caso mayor significado a las dos alternativas tipológicas que se estudian.

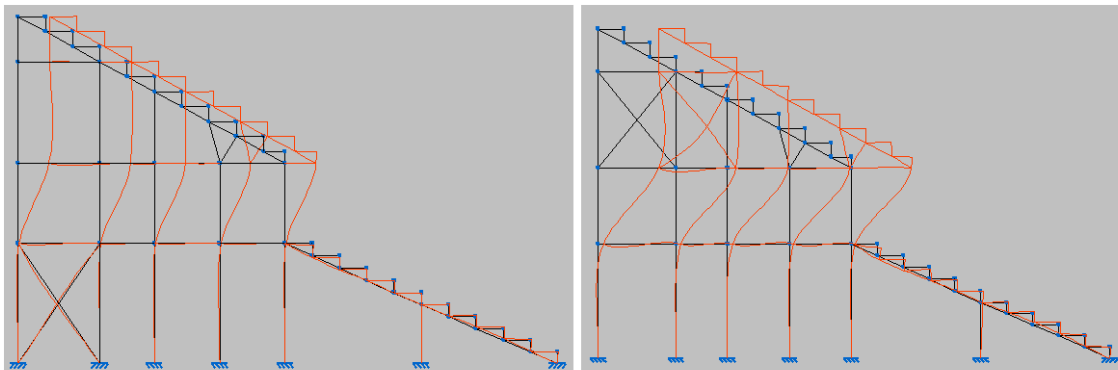


Figura 3.1.12 Comparación de deformadas con distintos arriostramientos

A tenor de los resultados, los arriostramientos son más efectivos para mejorar la respuesta de la estructura si se sitúan en la zona inferior. El motivo es que las condiciones de contorno impiden el desplazamiento de los pilares en la sección en contacto con el suelo. Esto ayuda a la rigidez global de la estructura puesto que no se acarrea el desplazamiento de las secciones diferenciales de los pilares. Estas secciones diferenciales añaden a su desplazamiento la contribución del resto de secciones diferenciales que le preceden, acrecentando así la deformada total de la estructura como se aprecia en la Figura 3.1.12.

Para el diseño de la visera se sigue la misma línea de trabajo. Se parte de modelos de estructuras sencillos, se someten a cargas en dirección vertical y horizontal y se analizan los resultados obtenidos.

Con ello se busca comprender el comportamiento de la visera para posteriormente ensamblarla sobre el resto de la grada y con las pautas adquiridas de los ensayos previos, asegurar el cumplimiento de los requisitos.

El primer tanteo realizado sobre la visera arroja una deformada excesiva tal y como contempla la Figura 3.1.13. La modelización se completa añadiendo dos empotramientos que simulan la soldadura de la visera con el resto de la grada. Empleando en dichos apoyos perfiles HEB 100 siendo el resto IPN 80 para poder contrastar los resultados obtenidos.

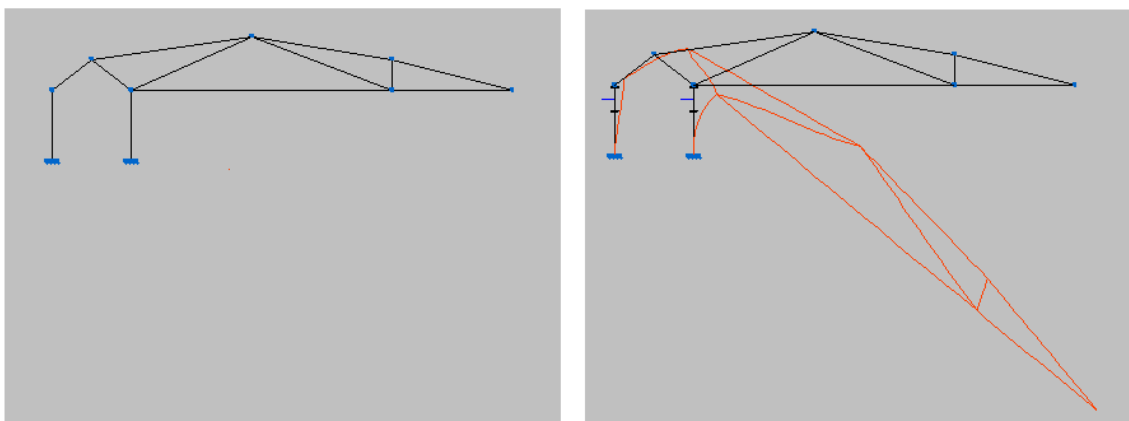


Figura 3.1.13 Geometría y deformada primera visera modelos previos

Al tratarse de un voladizo con mucha longitud, el problema reside en que utilizar una viga larga implica mucho peso. La carga de peso propio contribuye de manera muy significativa a aportar esfuerzo y deformación a la estructura.

Se genera una alternativa para la visera compuesta por pequeños tramos ensamblados adquiriendo una apariencia de cercha y aumentando la distancia de los pilares empotrados.

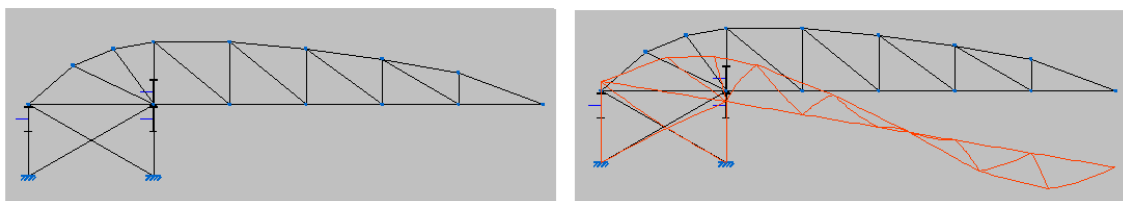


Figura 3.1.14 Geometría y deformada segunda visera modelos previos

Pese a que la deformación sigue siendo elevada, se ha reducido considerablemente.

El diagrama de envolventes para los momentos flectores queda de la siguiente forma:

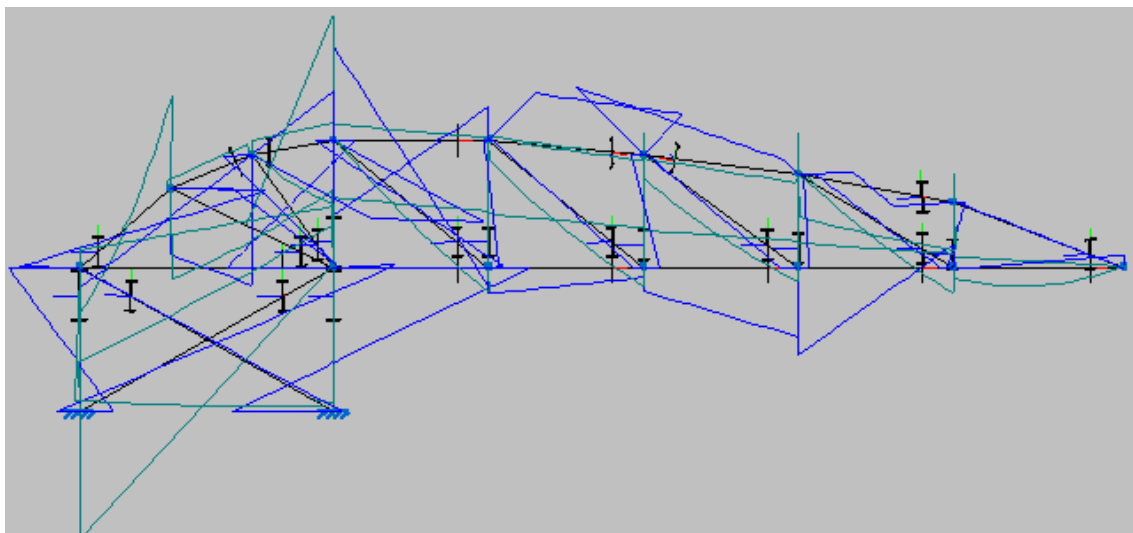


Figura 3.1.15 Envolvente de momentos flectores sobre segunda visera modelos previos

La concentración de máximos en la zona donde se ensambla la visera al pórtico, indica la posibilidad de repartir estos esfuerzos aumentando los puntos donde se ensamblan ambas estructuras.

Para ello se genera un modelo nuevo donde se aumentan estos puntos.

La nueva geometría para la visera se muestra en la Figura 3.1.16:

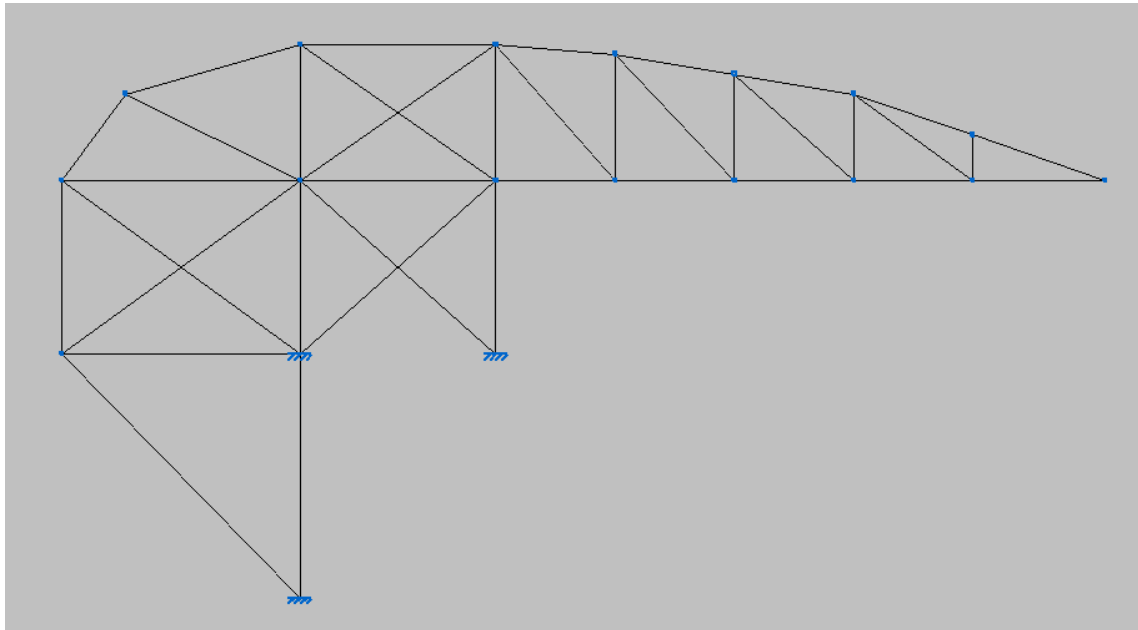


Figura 3.1.16 Topología tercera visera modelos previos

El ensayo de la visera combinando cargas en dirección vertical y horizontal responde de la siguiente manera:

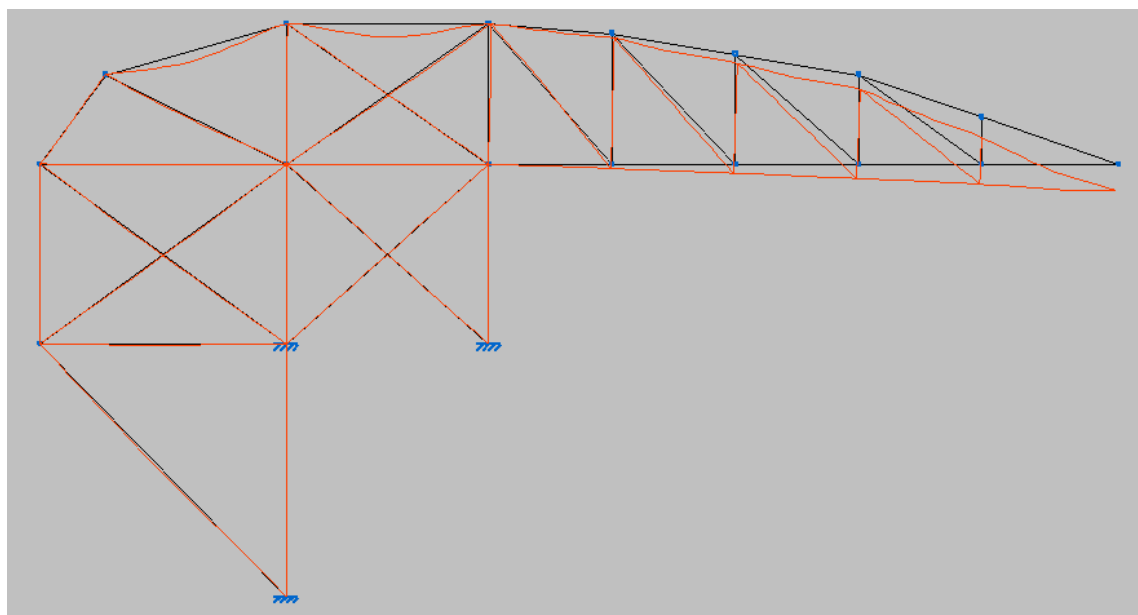


Figura 3.1.17 Deformada tercera visera modelos previos

La deformada sobre este modelo arroja una distribución uniforme, presentando su valor máximo en el extremo del voladizo.

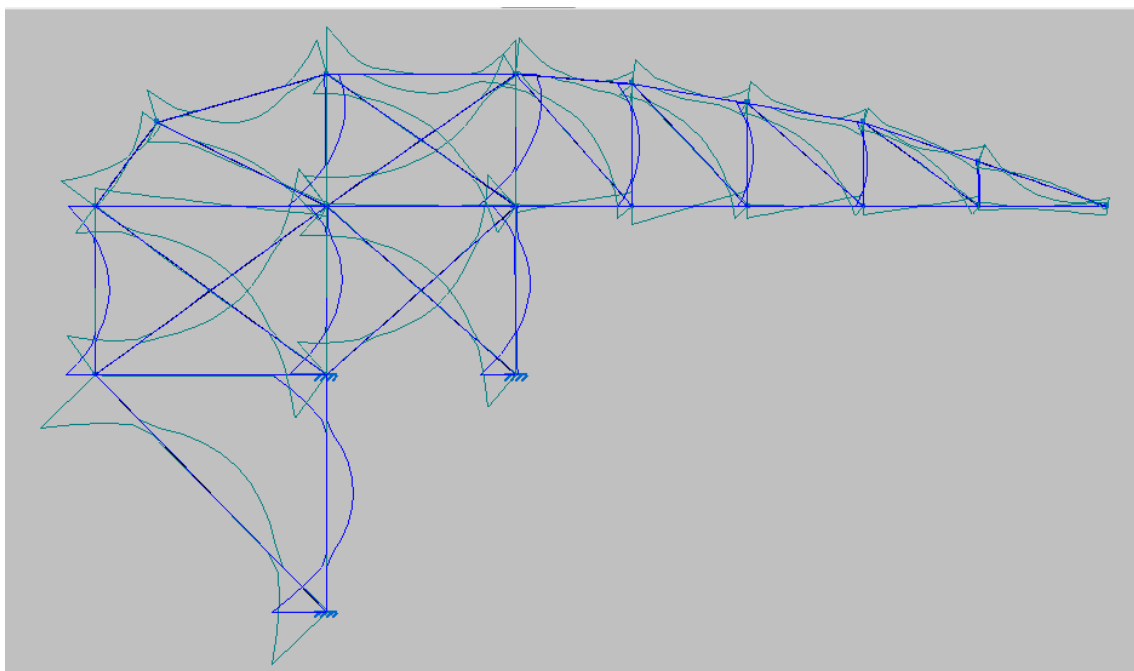


Figura 3.1.18 Envolvente de momentos sobre tercera visera modelos previos

El diagrama de envolvente de momentos flectores es bastante uniforme, por tanto se asume que al aumentar los perfiles empleados estos valores pueden cumplir la normativa.

Las conclusiones obtenidas al analizar los resultados de los ensayos previos se resumen a continuación:

- Añadir pilares o barras con ligera inclinación ayuda a reducir deformaciones verticales en determinados vanos.
- Aumentar el perfil de las barras contribuye a aumentar su sección y por tanto reducir tanto esfuerzos como deformaciones.
- Para cargas en dirección horizontal, añadir barras inclinadas en forma de arriostramientos aporta rigidez estructural al conjunto.
- La visera supone un voladizo muy pronunciado, mediante anclajes a la estructura del pórtico permite reducir deformaciones y esfuerzos.

Siguiendo estas pautas se ensambla la estructura de la visera sobre el pórtico. Posteriormente se estudia el comportamiento de ambas estructuras cuando se consideran como un bloque.

Analizando los resultados de la forma indicada en el presente capítulo se confiere la tipología final del pórtico que se detalla en el Capítulo 3.2.

3.2 Modelo elegido

Tras descartar aquellos modelos bidimensionales que no cumplen la normativa o que pese a cumplirla, presentan unos desplazamientos superiores a los admitidos, se consigue el modelo deseado.

A lo largo del Capítulo 4 se muestra el estudio realizado sobre dicha geometría así como los diagramas de esfuerzos y deformaciones.

Debido a que la geometría de este pórtico se repite cada 5 metros, (ver Figura 2.8.1) los arriostramientos se ubican a lo largo de los 5 metros que separan un pórtico de otro.

El pórtico final que cumple con todos los requisitos impuestos puede observarse en la Figura 3.2.1 y aparece acotado en el Anejo C.

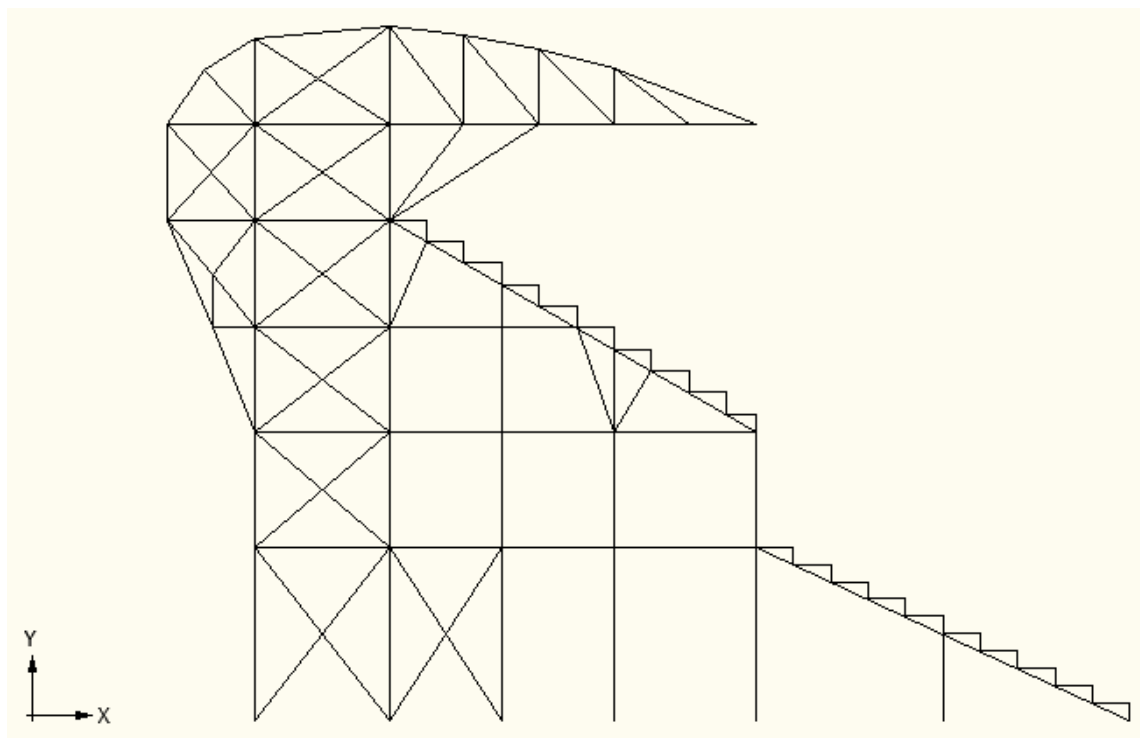


Figura 3.2.1 Geometría pórtico final

4 Resultados y análisis

A lo largo del presente capítulo se describen todos los cálculos realizados sobre la estructura.

Estos cálculos permiten dimensionar los elementos que componen la estructura así como realizar ensayos que garanticen la seguridad de la misma, permitiendo estudiar su comportamiento bajo distintas circunstancias.

Para realizar estos cálculos se cuenta con la ayuda de los soportes informáticos CYPECAD, (módulo METAL 3D) y Abaqus.

4.1 Cálculo estático

El cálculo estático somete a la estructura a la combinación más desfavorable de cargas con el fin de dictaminar qué perfiles atribuir a cada barra. La estructura final dimensionada con los perfiles elegidos debe cumplir la normativa referente a la seguridad y los requisitos estipulados.

El dimensionado de perfiles se realiza en dos fases, un predimensionado y un dimensionado final. Mediante el módulo METAL 3D que proporciona CYPECAD se obtiene un predimensionado que asegura el cumplimiento de la normativa. El dimensionado final se realiza partiendo del predimensionado, su objetivo es garantizar que se cumplen los requisitos detallados en el Capítulo 2.2.

Para comenzar el cálculo estático de la estructura se selecciona la normativa que se desea cumplir, para ello se recurre a la base de datos que el propio programa incorpora.

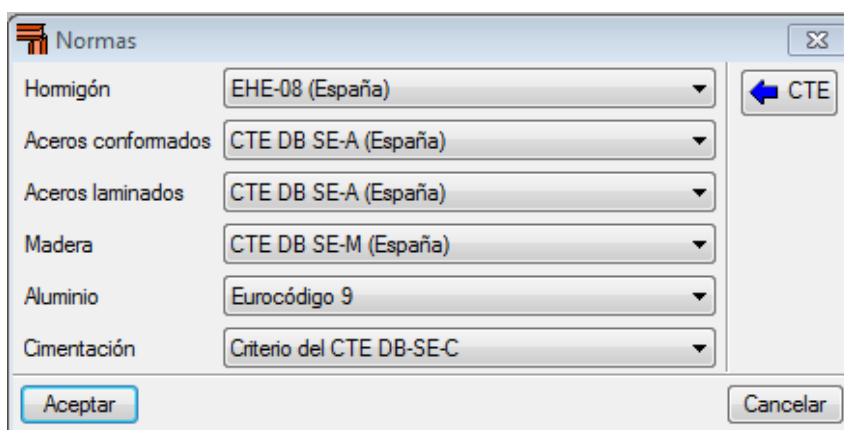


Figura 4.1.1 Selección de normativa en CYPECAD

A continuación se implementa la geometría en 2D de la estructura a estudiar. Es necesario incluir las condiciones de contorno y el tipo de unión entre las barras.

Las condiciones de contorno afectan a las secciones de los pilares en contacto con el suelo, los cuales se modelizan como empotramientos. Las uniones entre las barras se seleccionan como soldaduras.

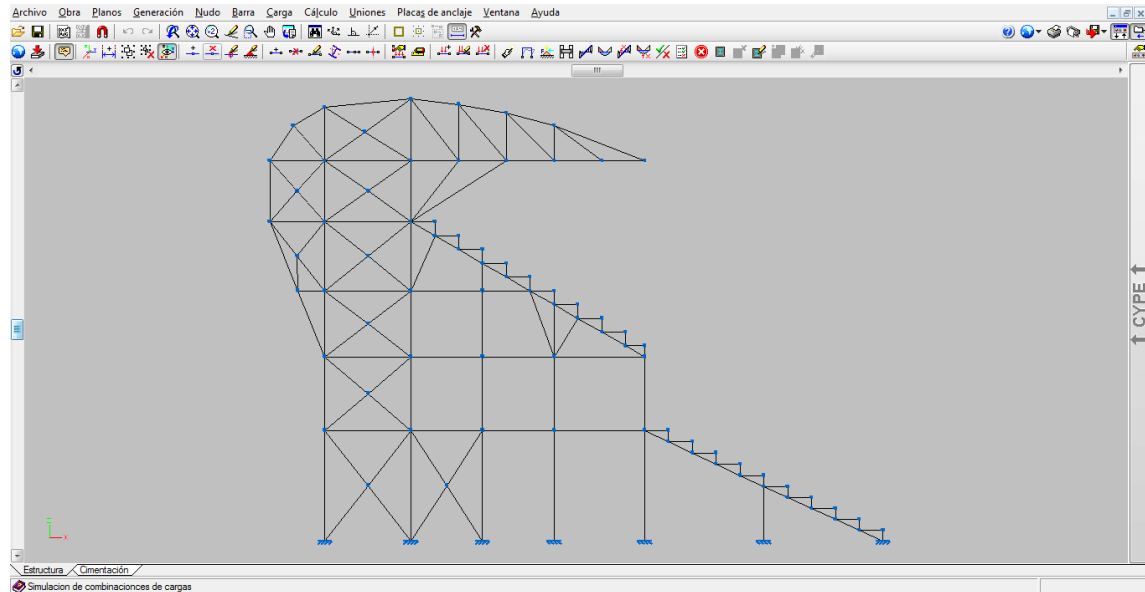


Figura 4.1.2 Implementación en 2D del pórtico elegido con sus condiciones de contorno

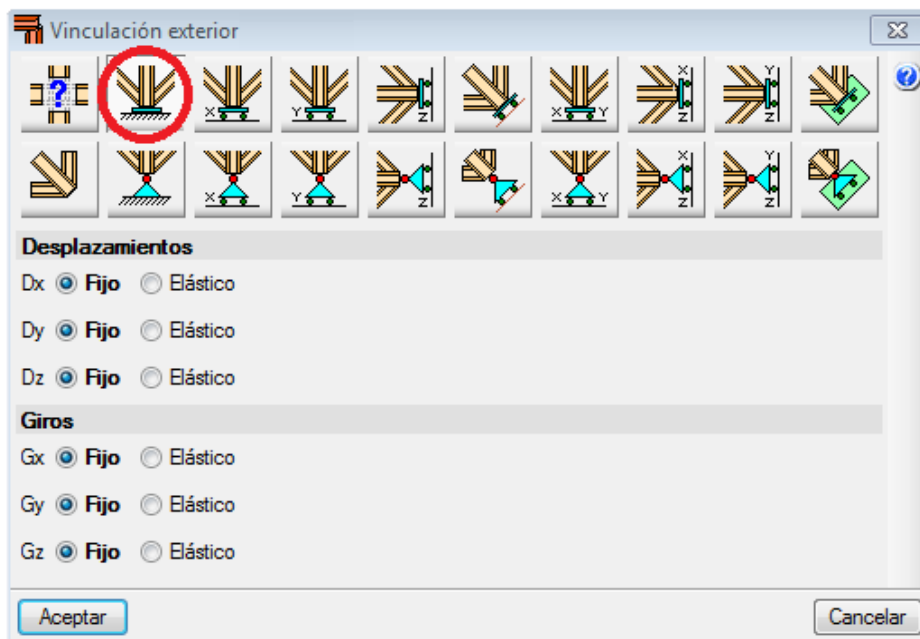


Figura 4.1.3 Condiciones de contorno

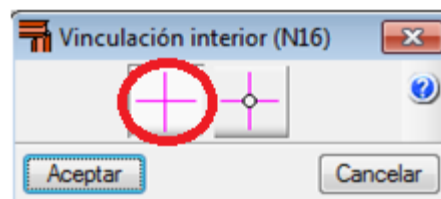


Figura 4.1.4 Uniones entre barras

El siguiente paso es indicar los valores máximos de flechas y las comprobaciones a pandeo de los elementos sujetos a compresión.

Para cada una de las barras se selecciona el valor máximo de su flecha permitida. El valor seleccionado se obtiene del sub apartado 4.3.3.1 *Flechas* del DB SE contenido en el CTE.

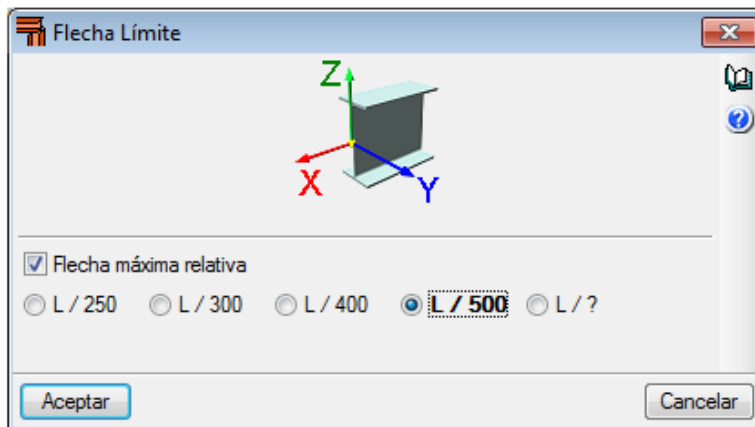


Figura 4.1.5 Flecha máxima permitida

Del mismo modo, atendiendo a las indicaciones del sub apartado 6.3.4.2 del DB SE-A contemplado en el CTE, se especifican los parámetros que deben contemplarse para dimensionar correctamente el perfil de las barras susceptibles a mostrar pandeo.

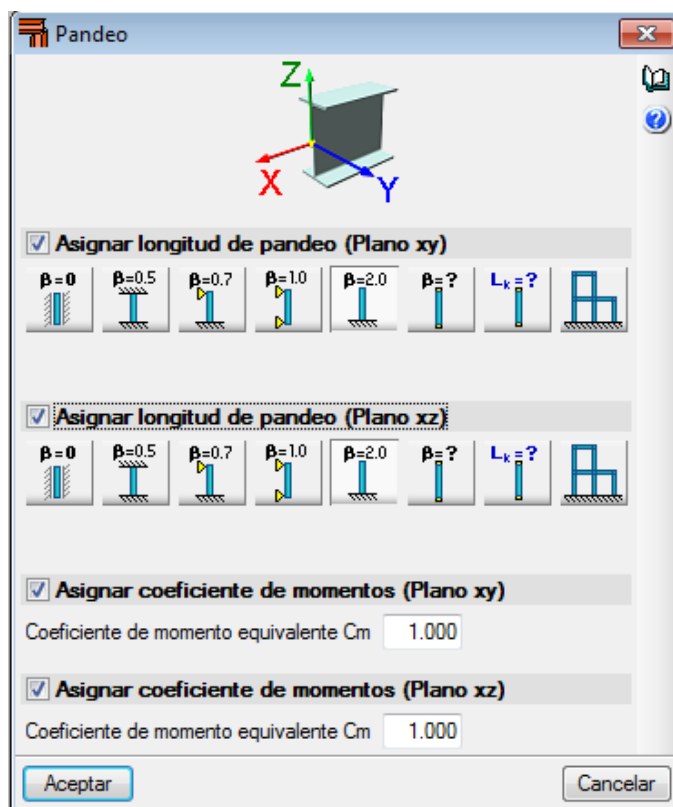


Figura 4.1.6 Parámetros de pandeo

A continuación se introducen las cargas que intervienen en la estructura (ver Capítulo 2.5). Al introducir estas cargas aplicadas sobre las barras correspondientes, el software requiere conocer los coeficientes de ponderación tanto de simultaneidad como de seguridad.

Las cargas son tratadas de forma individual atendiendo a su naturaleza. Para ello se definen indicando su valor, dirección, sentido, barras sobre las que actúa, coeficientes de seguridad y simultaneidad. En el Anexo A se detalla cómo son introducidas una a una todas las cargas detalladas a lo largo del Capítulo 2.5.

El software informático ya cuenta con toda la información necesaria para calcular el perfil de cada una de las barras según la normativa indicada.

4.1.1 Predimensionado de perfiles

Para comenzar el proceso de dimensionado es necesario inicializar los perfiles. Esto se debe a que CYPE obtiene el perfil adecuado mediante un proceso repetitivo de cálculo. En este proceso prueba uno a uno los perfiles guardados en su base de datos atendiendo al tipo de perfil asignado para cada barra. Esto implica que necesite un perfil inicial que utiliza como referencia para comenzar su proceso iterativo de cálculo, en caso de no ser un perfil adecuado, descarta ese perfil y realiza de nuevo el cálculo con el perfil inmediatamente superior.

Para inicializar los perfiles se selecciona el tipo de perfiles que van a intervenir en la estructura:

- Perfiles IPN: Las uniones entre las caras del alma y las caras interiores de las alas son redondeadas. Estas tienen el borde con arista exterior viva e interior redondeada. Estos perfiles son designados por las letras IPN, seguidas de un número que indica la altura total nominal expresada en milímetros.

Estos perfiles se definen de acuerdo a las normas:

- UNE 36521 Productos de Acero. Sección en I con alas inclinadas.
- UNE-EN 10024 Productos de Acero laminado en caliente.
- Perfiles HEB: Se denomina perfil HE (o perfil de ala ancha y caras paralelas) al producto cuya sección tiene forma de H. Estos perfiles son designados por las letras HEB, HEA o HEM, seguidas de un número que indica la altura total nominal expresada en milímetros.

El proceso de predimensionado comienza asignándose el perfil más bajo de la base de datos normalizada, siendo para los del tipo IPN el IPN 80 y para los del tipo HEB el HEB 100. La distribución inicial queda tal y como indican las Figuras 4.1.3a y 4.1.3b.

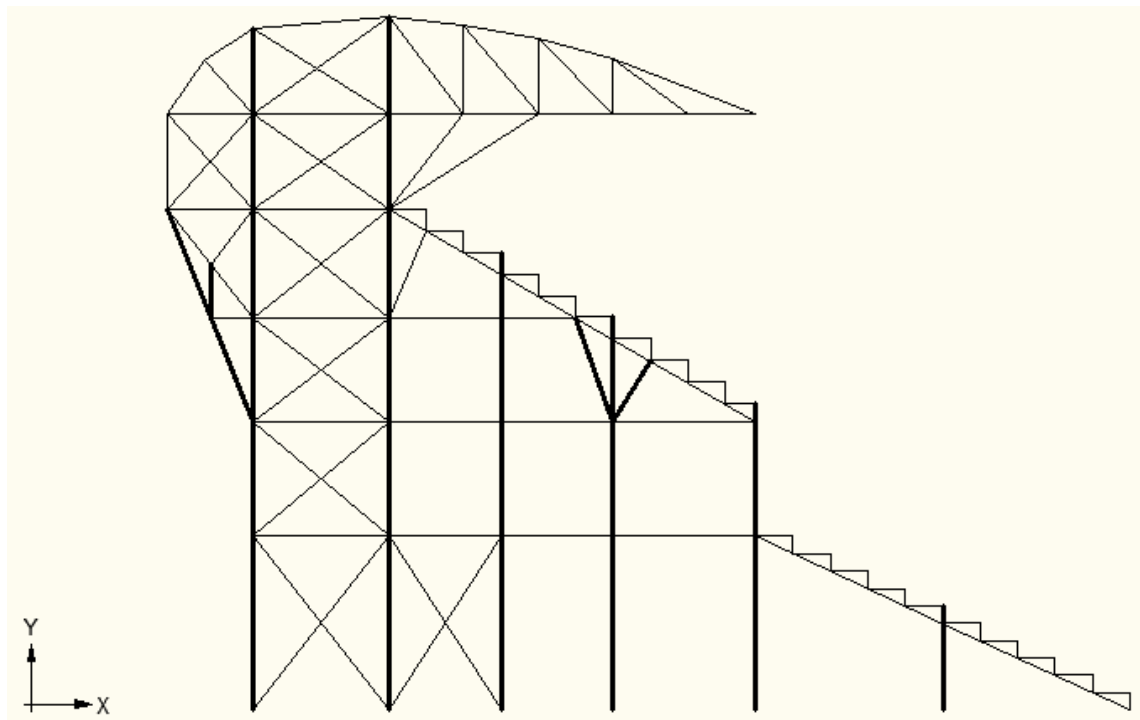


Figura 4.1.7a Barras con perfil HEB

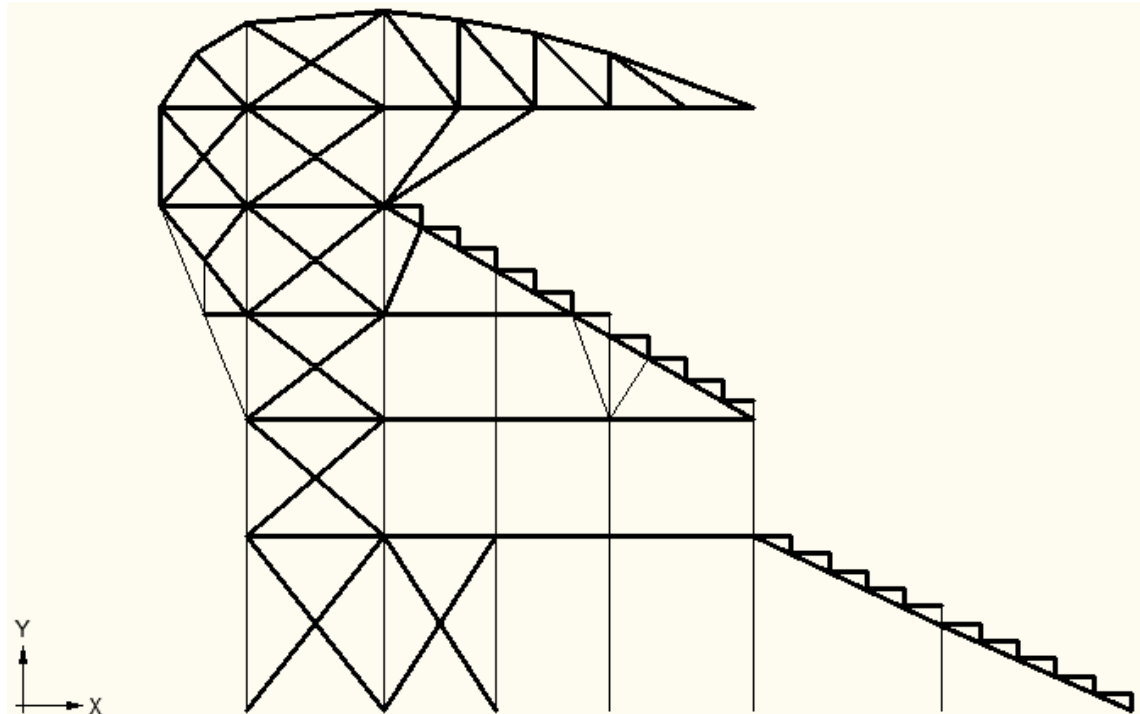


Figura 4.1.7b Barras con perfil IPN

Una vez finaliza el proceso de predimensionado se garantiza que la estructura cumple la normativa de seguridad indicada.

En el Anexo B se comprueba de forma manual basándose en las indicaciones del CTE si los resultados proporcionados por el programa informático son correctos. La metodología es realizar el dimensionamiento del perfil de una barra de la estructura elegida de forma arbitraria para contrastar los resultados obtenidos.

4.1.2 Dimensionado final de perfiles

Además de cumplir la normativa es necesario comprobar si los requisitos detallados en el Capítulo 2.2 se verifican.

Debido a que estos requisitos son referentes a los desplazamientos de las barras, se comprueba el diagrama de desplazamientos que proporciona CYPE analizando el valor de los desplazamientos máximos.

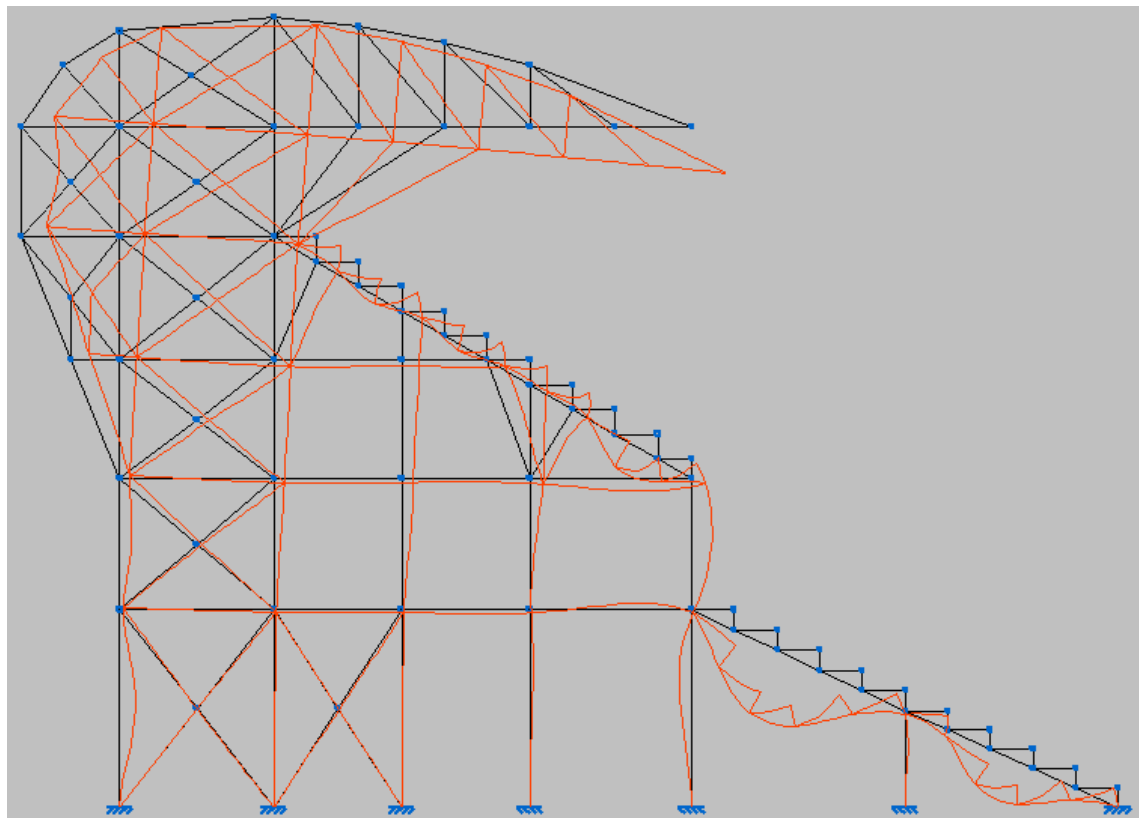


Figura 4.1.8 Diagrama de desplazamientos en la estructura predimensionada

Estudiando el comportamiento de la zona más deformada se aprecia que pese a cumplir la normativa de seguridad, los requisitos adicionales no se cumplen.

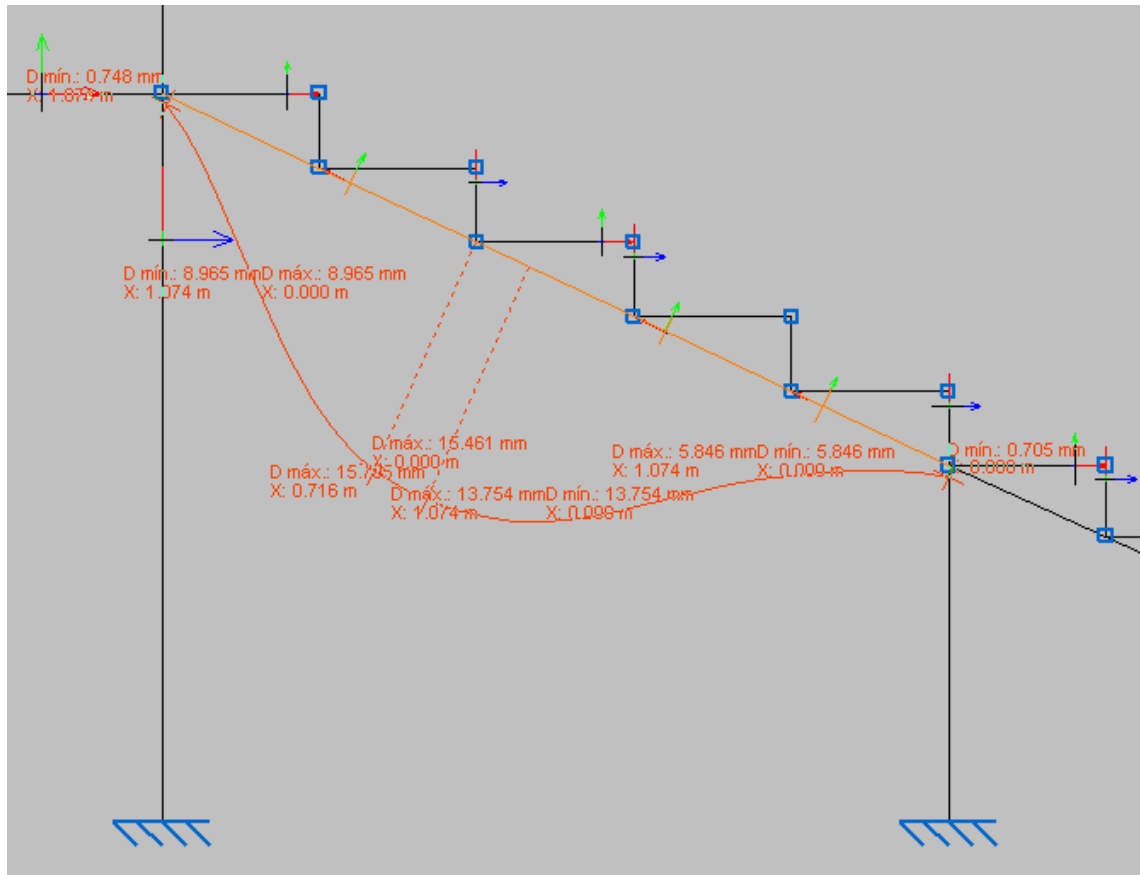


Figura 4.1.9 Detalle deformación predimensionado

El objetivo es obtener el dimensionado final de la estructura. Para ello se busca reducir los desplazamientos y que finalmente, no se superen los valores máximos dictados en los requisitos adicionales. Esto se consigue mediante la implantación de perfiles superiores que sufran una deformación menor en aquellas barras que se desplacen más de lo permitido.

Los requisitos adicionales detallados en el Capítulo 2.2 son:

- No superar en ningún caso bajo cualquier combinación de cargas unos desplazamientos superiores a 1mm en zonas destinadas a alojar a espectadores.
- No superar en ningún caso bajo cualquier combinación de cargas estáticas unos desplazamientos superiores a 5 mm en cualquier elemento estructural de la grada.

Tras aumentar la sección de los perfiles calculados y estudiando cómo repercute en los desplazamientos finales, se obtiene el diagrama de desplazamientos indicado en la Figura 4.1.10.

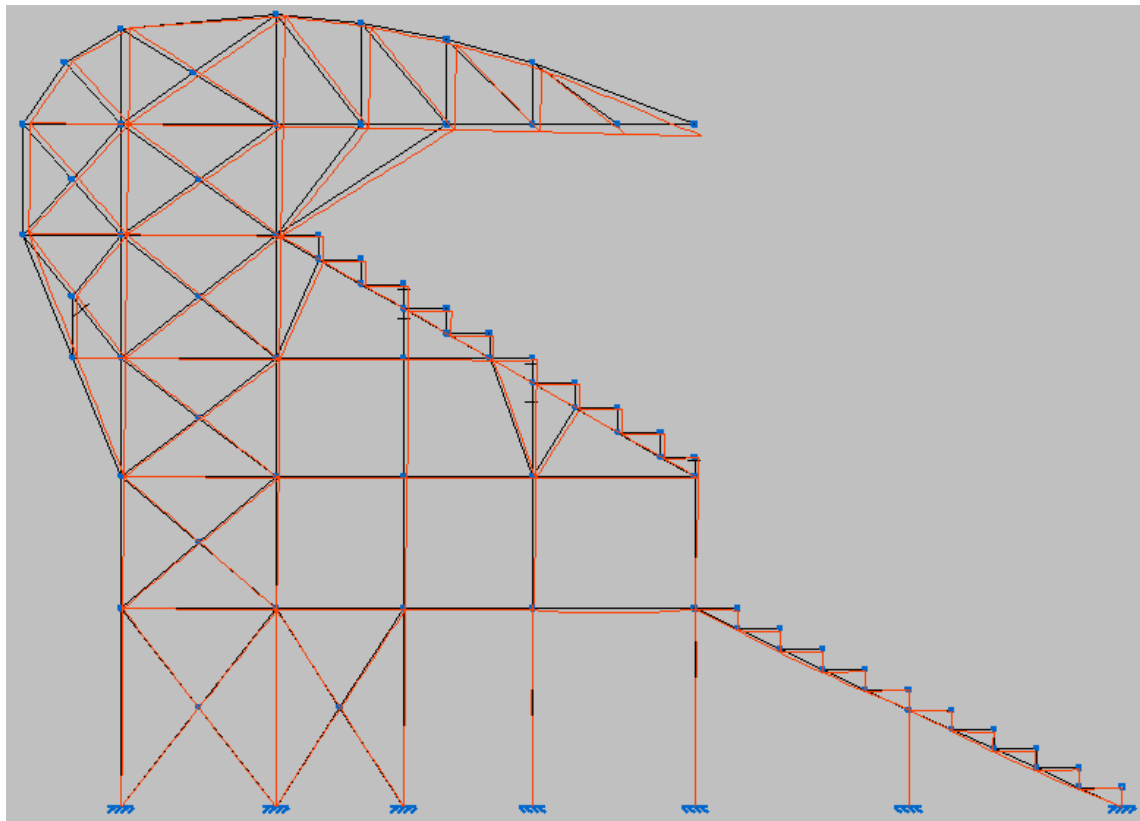


Figura 4.1.10 Diagrama de desplazamientos en la estructura para dimensionado final

Analizando el comportamiento de las barras más deformadas, se comprueba si se cumplen los requisitos especificados.

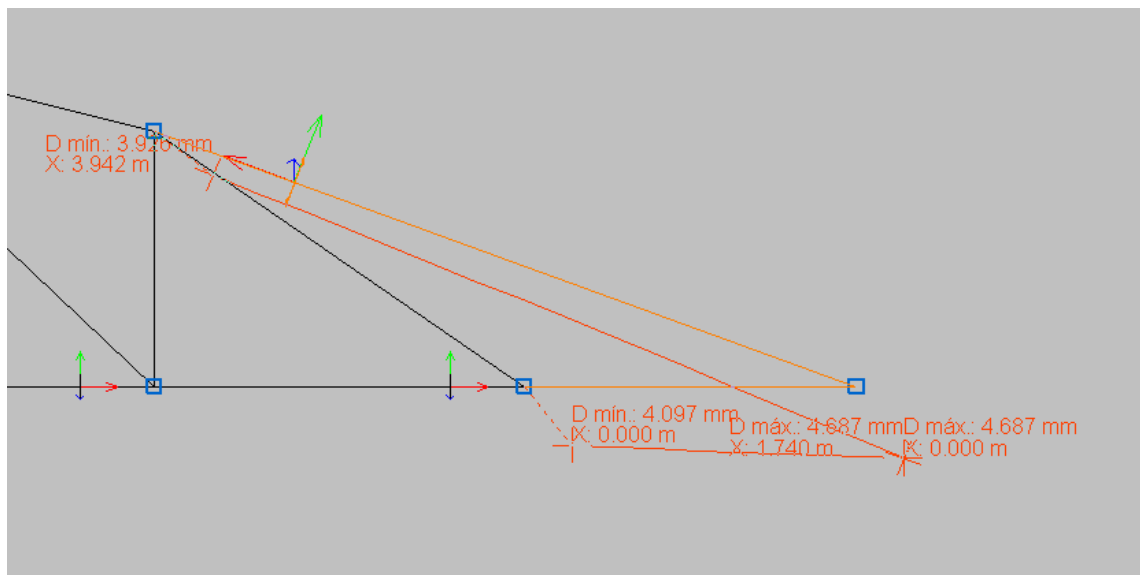


Figura 4.1.11 Detalle barra que sufre más desplazamiento de la estructura

El desplazamiento máximo admitido para cualquier barra es de 5 mm. Sin embargo, tal y como muestra la Figura 4.1.11, el desplazamiento máximo de la barra con mayor desplazamiento es de **4,687 mm**. Este valor no puede optimizarse incorporando un perfil menor debido a que el perfil utilizado es el más liviano que garantiza el cumplimiento de la normativa.

Estudiando el desplazamiento de las barras que alojan las losas, se comprueba que el desplazamiento de ninguna de ellas supera el valor estipulado de 1 mm.

En la Figura 4.1.12 se aprecia el desplazamiento de la barra destinada a soportar a los espectadores que sufre mayor desplazamiento. Como puede observarse, el valor máximo es de **0,996 mm**, por tanto se verifica el requisito.

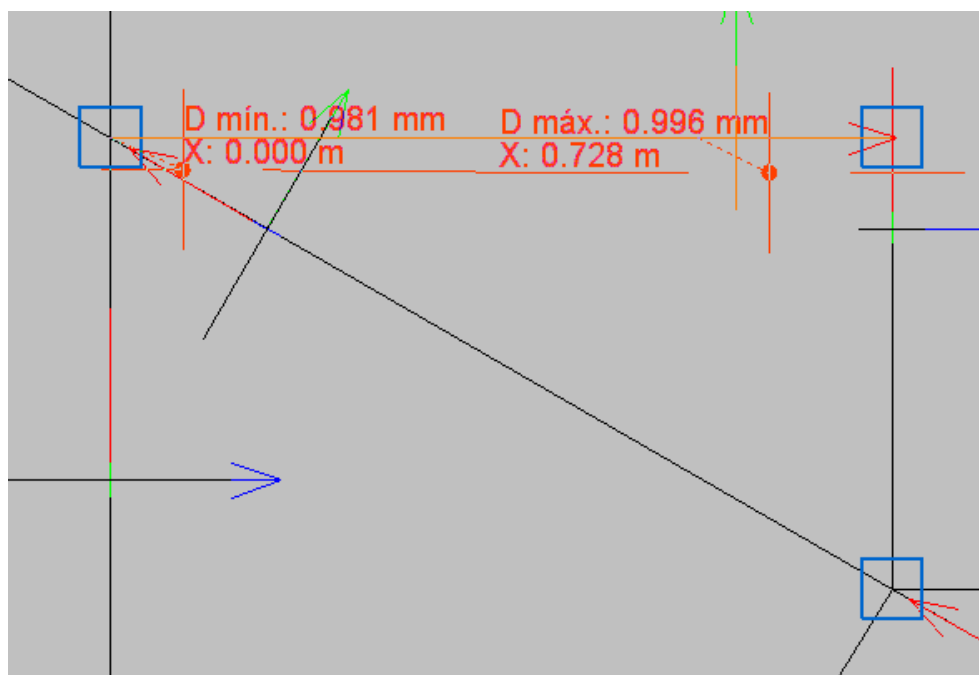


Figura 4.1.12 Detalle desplazamiento de barras destinadas a albergar al público

Una vez cumplidos los objetivos referentes a desplazamientos finaliza el proceso de dimensionado. Con esto se garantiza el cumplimiento tanto de la normativa como de los requisitos estipulados.

En el Anexo B se recoge el resumen de medición, tabla que muestra detalladamente los perfiles utilizados en el dimensionado del pórtico final.

4.1.3 Análisis de esfuerzos sobre el pórtico

A continuación se analiza sobre la estructura dimensionada los diagramas generados por CYPE que muestran las envolventes de los esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores.

4.1.3.1 Envolvente de esfuerzo axial

El esfuerzo axial se distribuye en el pórtico de la siguiente forma:

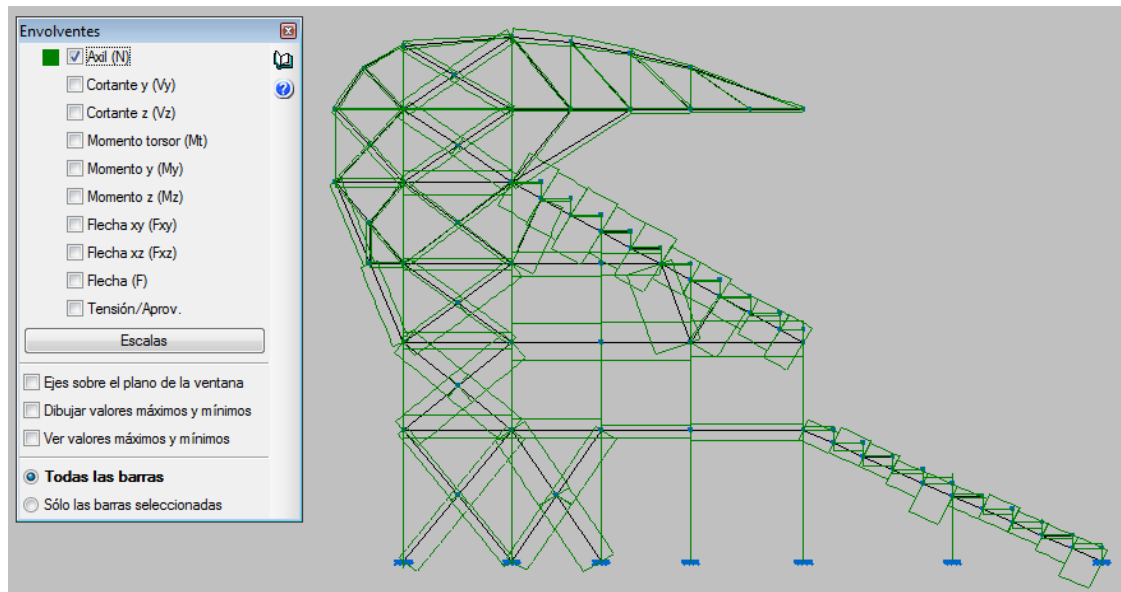


Figura 4.1.13 Envolvente de axiles

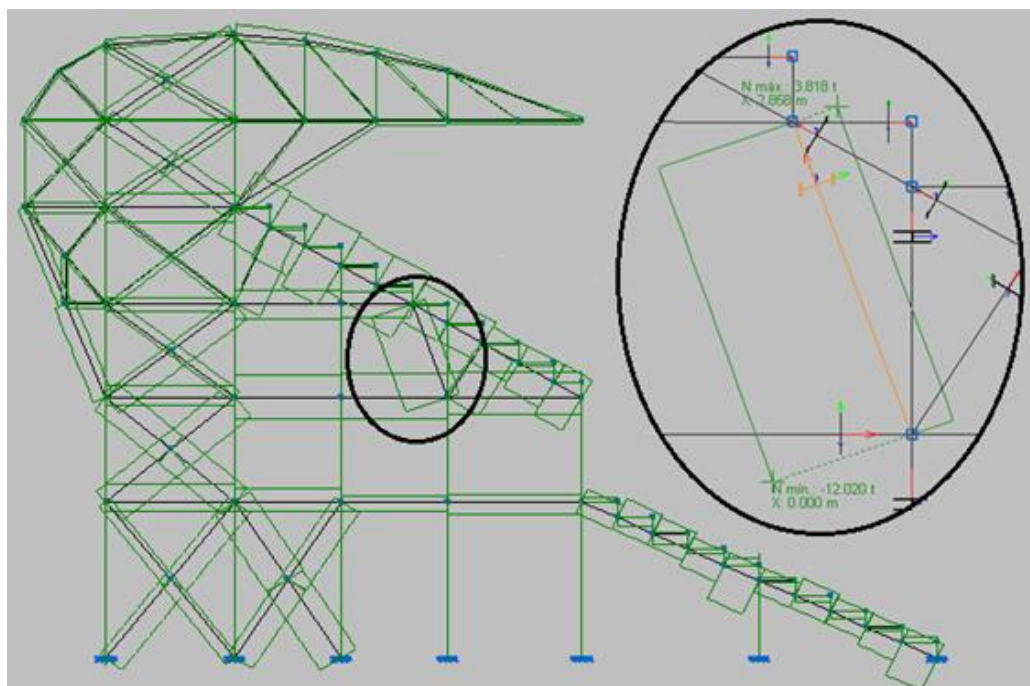


Figura 4.1.14 Detalle axil máximo

La barra que soporta mayor esfuerzo axil es la indicada en la Figura 4.1.14. Su disposición prácticamente vertical sin llegar a ser un pilar y su situación en el centro de la estructura ocasiona que en ella se concentre la mayor sollicitación axil del pórtico.

El valor del axil máximo es de 17,91kN.

4.1.3.2 Envoltente de esfuerzos cortantes

La envoltente de los esfuerzos cortantes en los ejes Y y Z generan los siguientes diagramas:

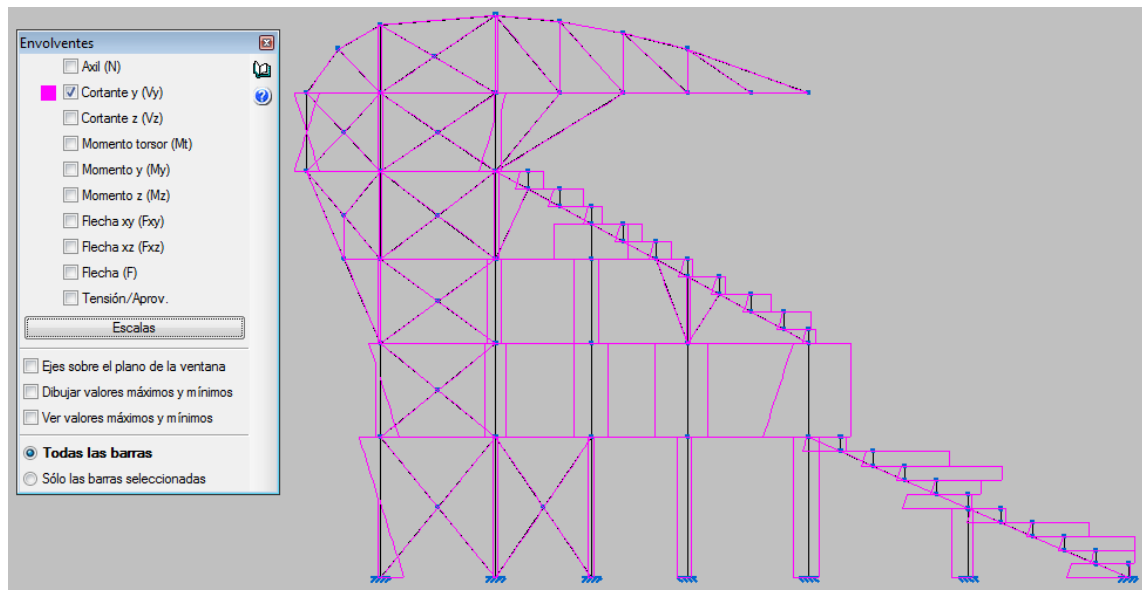


Figura 4.1.15 Envoltente de cortantes en eje Y

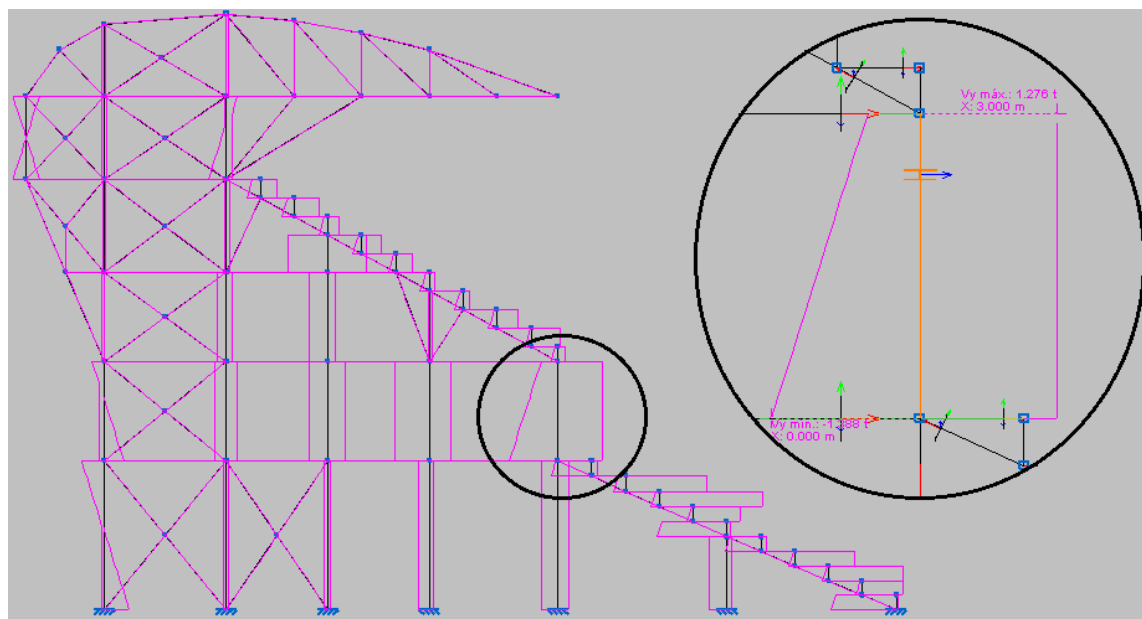


Figura 4.1.16 Detalle cortante máximo en eje Y

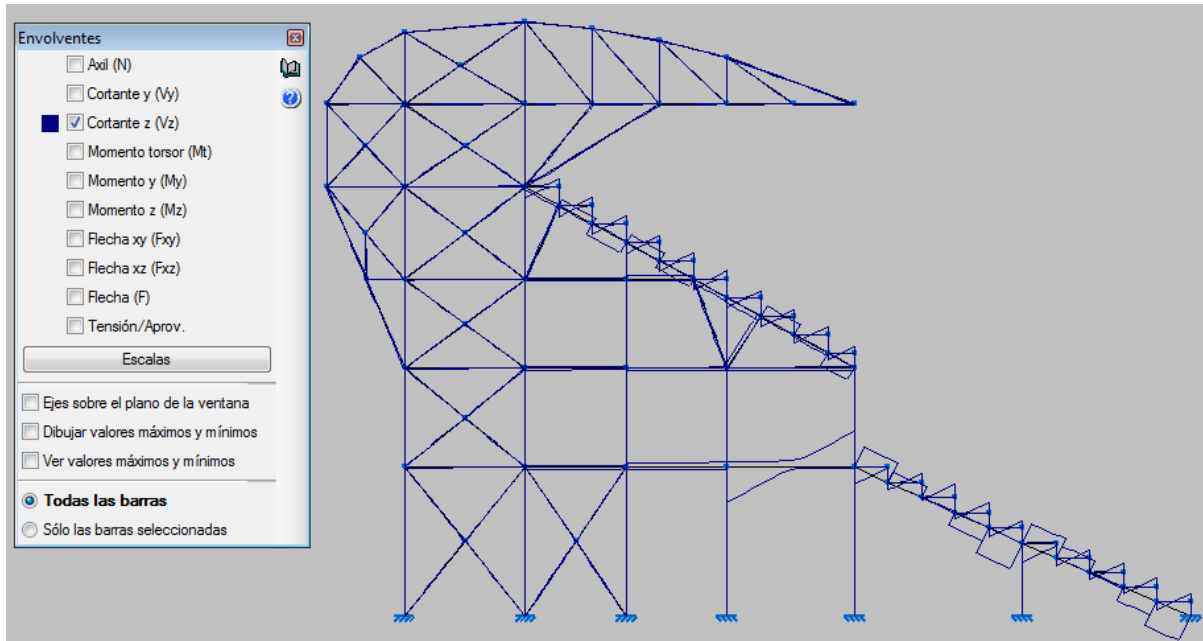


Figura 4.1.17 Envolvente de cortantes en eje Z

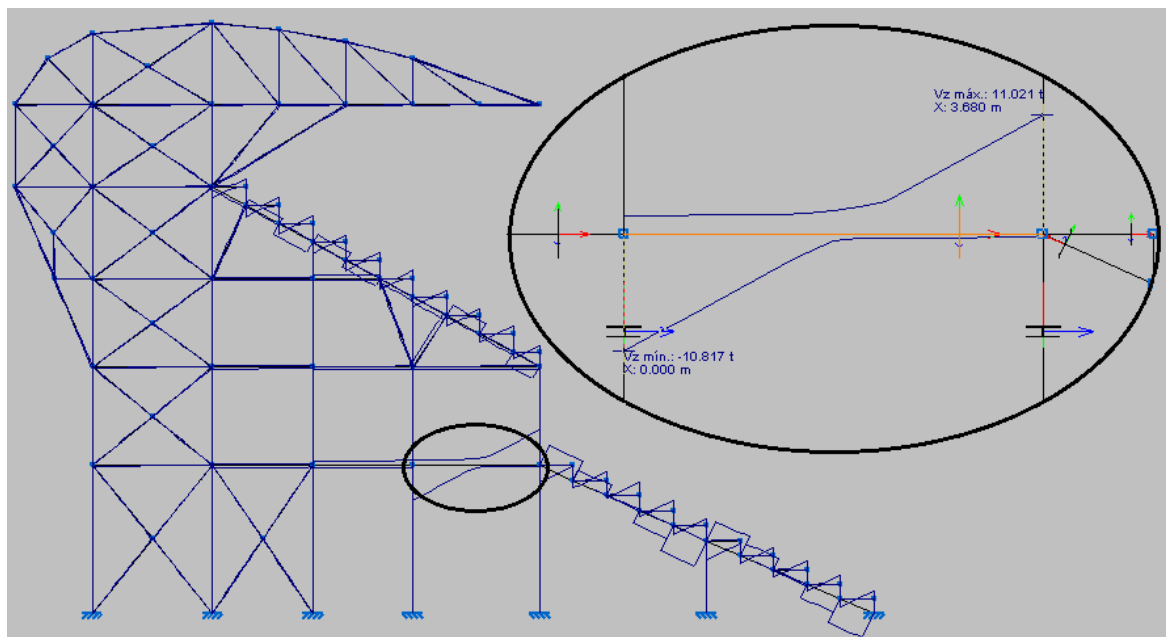


Figura 4.1.18 Detalle cortante máximo en eje Z

El esfuerzo cortante en el eje Y afecta en mayor medida a los pilares. El valor máximo queda localizado en el pilar que indica la Figura 4.1.16 y su valor es de 13,616 kN

Por el contrario, el efecto que ejerce el cortante en el eje Z es mayor en las barras que componen las escuadras del primer y segundo anfiteatro. El valor que adquiere el cortante máximo en el pórtico tiene un valor de 108,1161 kN y puede apreciarse en la Figura 4.1.18.

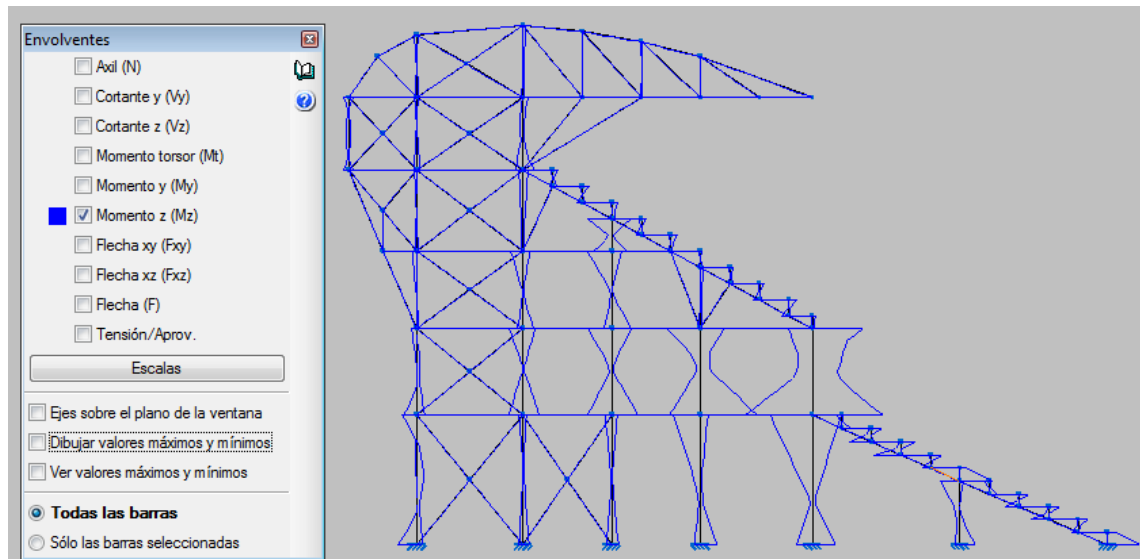


Figura 4.1.21 Envolvente de momentos flectores en el eje Z

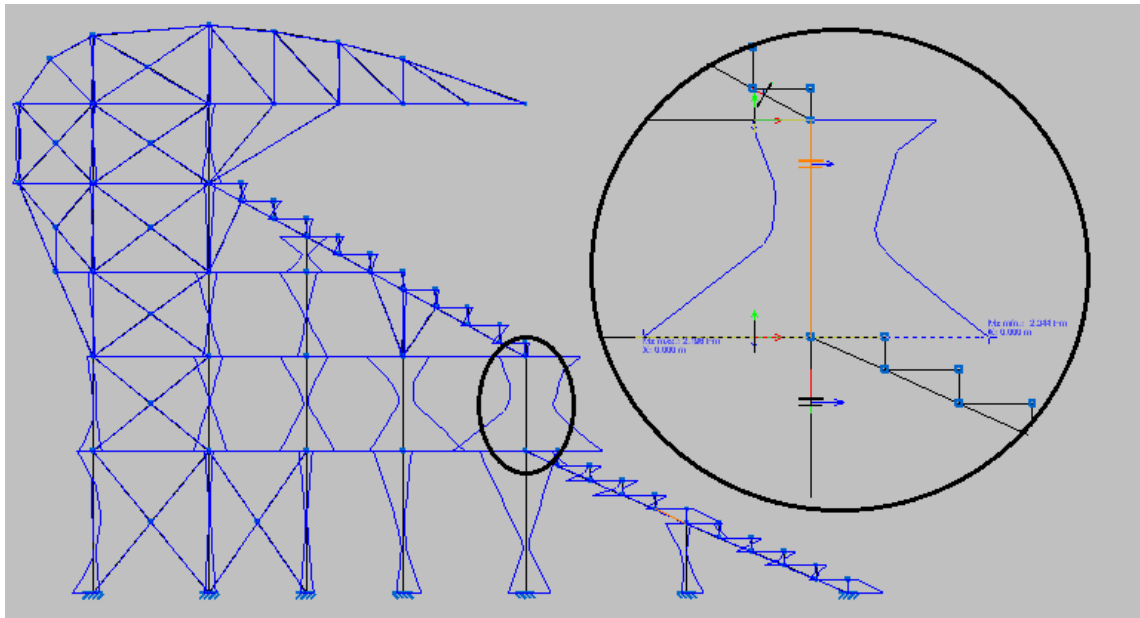


Figura 4.1.22 Detalle momento flector máximo en eje Z

El momento flector en el eje Y presenta en la zona central de la estructura sus valores máximos. Concretamente el valor máximo alcanza un valor de 85,297 kN·m en la barra de la escuadra que se aprecia en la Figura 4.1.20.

Sin embargo el momento flector en el eje Z adquiere un valor más elevado en los pilares inferiores que forman la grada. Su valor máximo es de 22,994 kN·m en el pilar que se indica en la Figura 4.1.22.

4.1.4 Arriostramientos

Una vez dimensionada la estructura en el plano XY, se procede a estudiar el comportamiento a lo largo del eje Z.

Para conseguir un desplazamiento válido en la dirección Z de la estructura (ver Capítulo 2.2) es necesario recurrir a unos arriostramientos. Debido a que el diseño de la grada es modular, se gestiona la disposición de los arriostramientos en el interior de los Módulos tipo A, destinados a dotar de rigidez a la estructura (ver Capítulo 2.7).

Realizando el mismo proceso de cálculo estático indicado en el Capítulo 4.1, se somete la estructura (esta vez modelizada en 3 dimensiones) a la acción de las cargas identificadas en la dirección Z. Tras inicializar los perfiles del tipo IPN, se obtiene el dimensionado adecuado para los arriostramientos.

Estos nuevos perfiles incorporados cumplen tanto la normativa especificada como los requisitos adicionales.

Para facilitar el proceso del cálculo se opta por calcular los arriostramientos en dos fases, por un lado la parte del graderío y por otra la visera protectora.

Los Módulos tipo A albergando quedan de la siguiente manera:

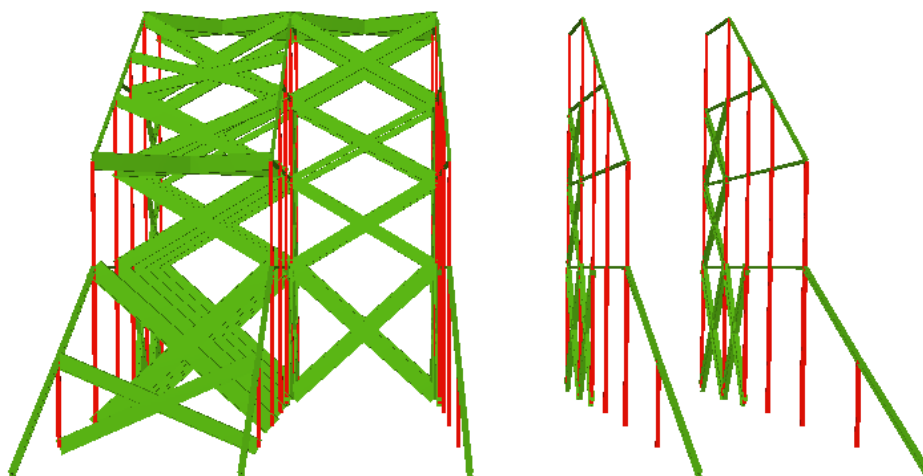


Figura 4.1.23a Alzado Módulos tipo A con arriostramientos

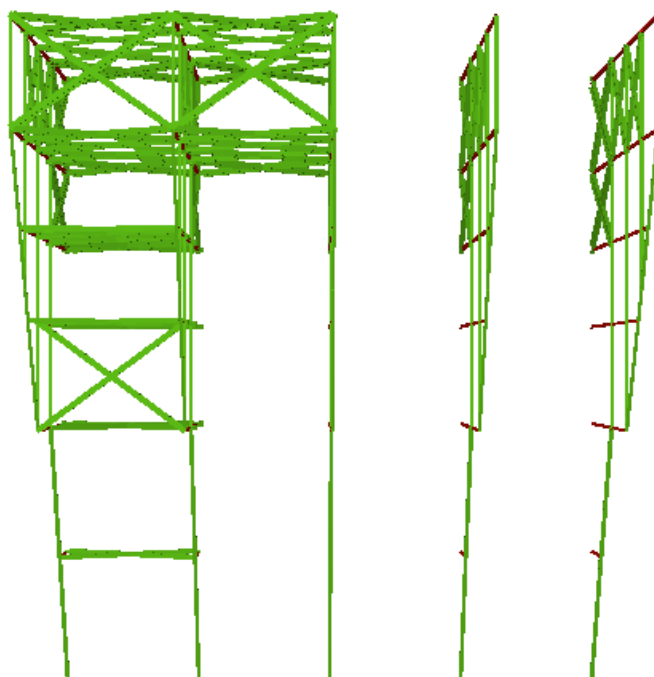


Figura 4.1.23b Planta Módulos tipo A con arriostramientos

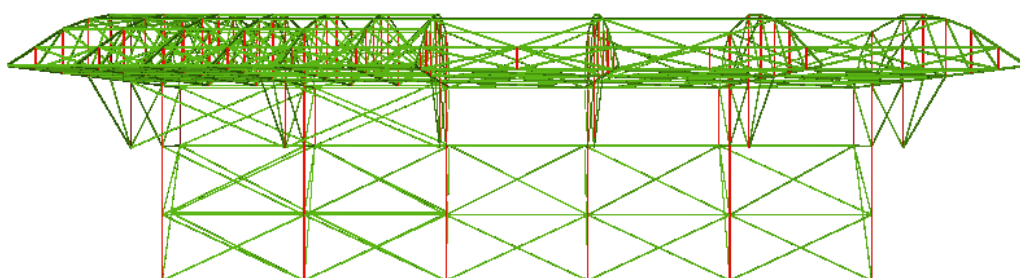


Figura 4.1.24a Alzado visera Módulos tipo A con arriostramientos

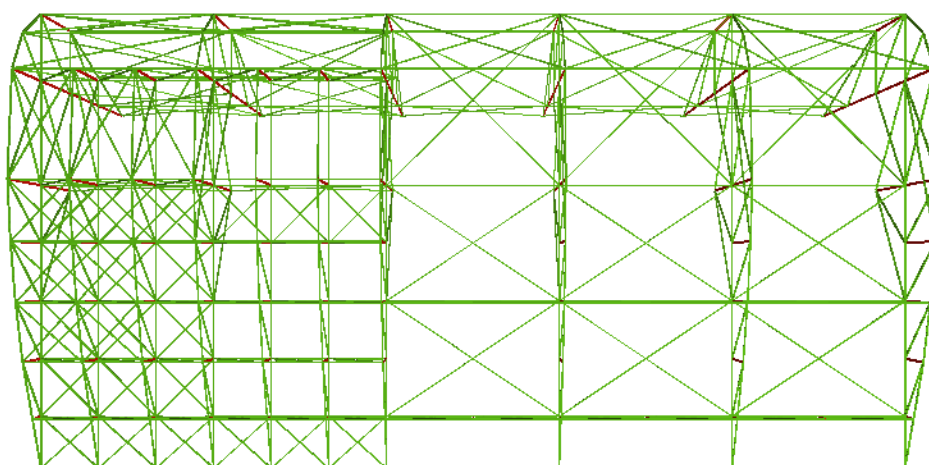


Figura 4.1.24b Planta visera Módulos tipo A con arriostramientos

Siguiendo la metodología detallada a lo largo del Capítulo 4.1.2 se procede a dimensionar los perfiles IPN que componen los arriostramientos de la estructura.

Tras realizar un nuevo cálculo estático se realiza el dimensionado de perfiles y se comprueba si los desplazamientos máximos cumplen con los requisitos detallados en el Capítulo 2.2.

En las Figuras 4.1.25 y 4.2.16 se aprecia el desplazamiento de las barras cuyo desplazamiento es mayor.

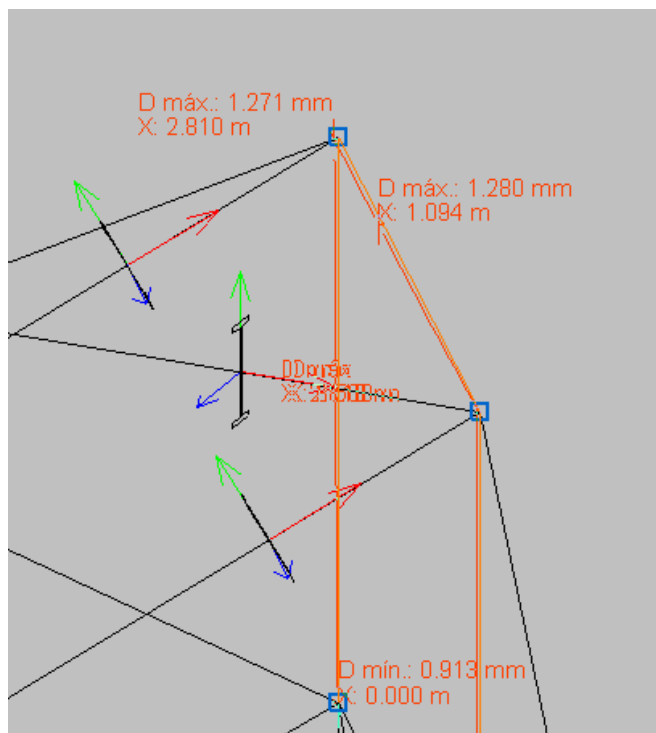


Figura 4.1.25 Desplazamientos en la parte del graderío de Módulos tipo A

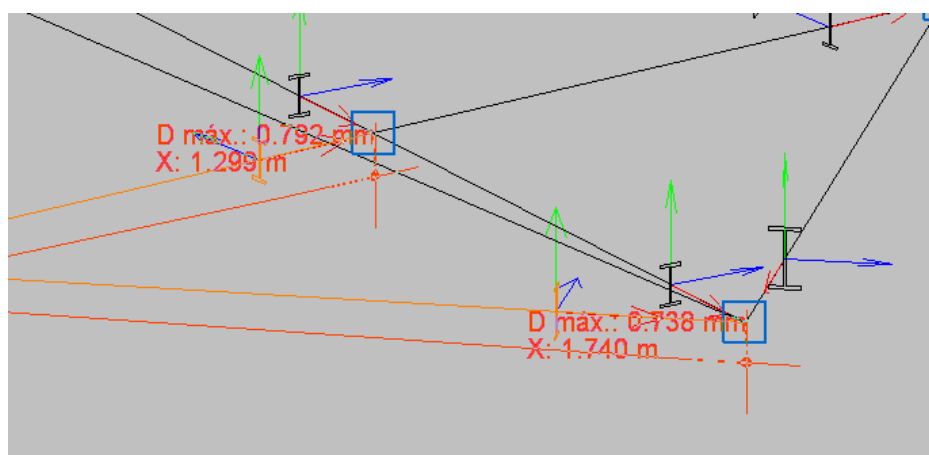


Figura 4.1.26 Desplazamientos en la parte de la visera de Módulos tipo A

Tal y como puede verificarse en las Figuras 4.1.25 y 4.1.26, los desplazamientos en ningún caso superan los 5 mm dictaminados como desplazamientos máximos.

En la Figura 4.1.27 se aprecia la deformada total sobre la estructura arriostrada.

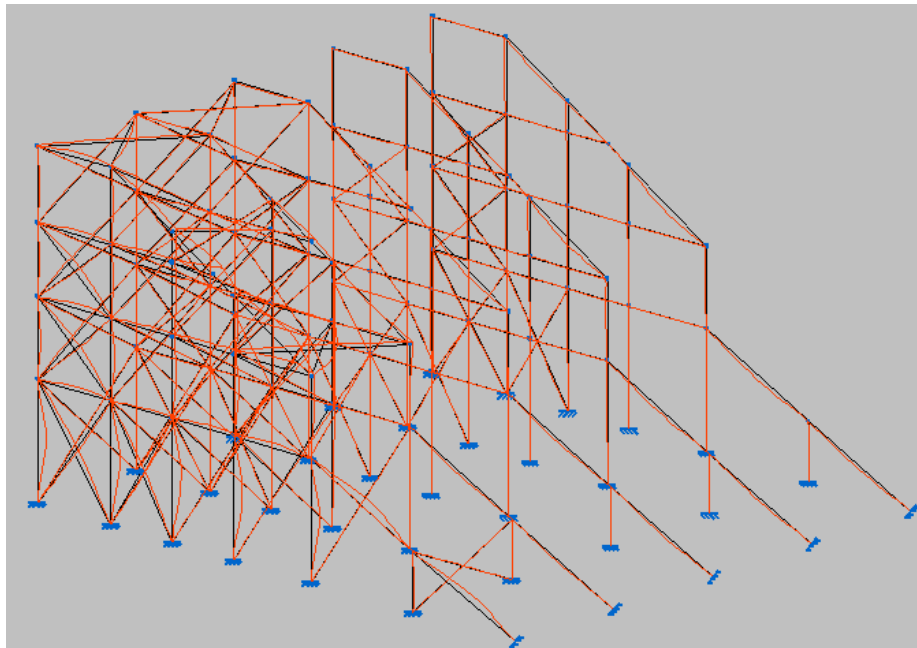


Figura 4.1.27 Deformada sobre la estructura arriostrada

La superposición de envolventes de momentos flectores en ejes Y y Z se contempla en la Figura 4.1.28.

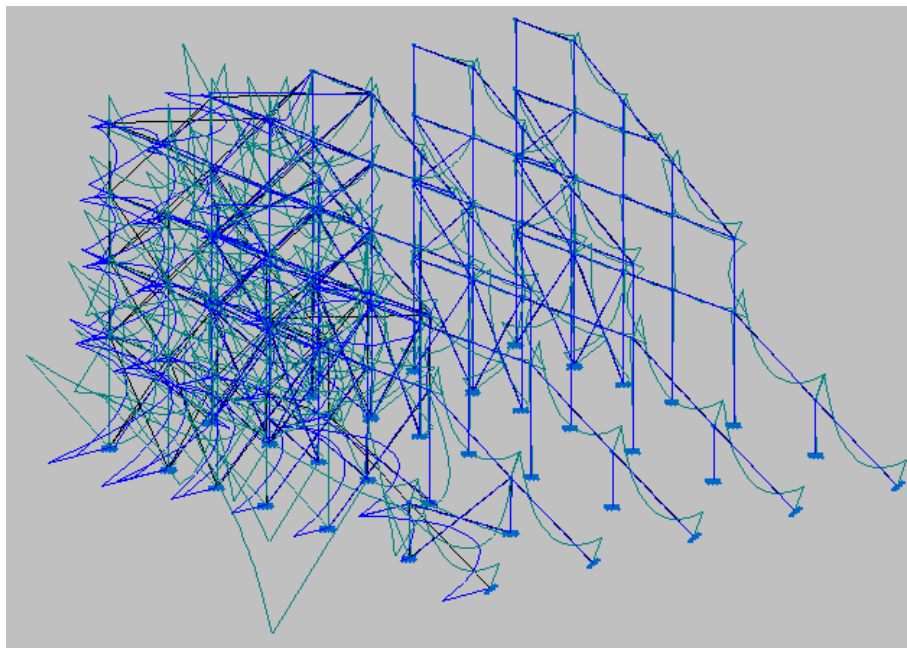


Figura 4.1.28 Superposición de envolvente de momentos flectores sobre estructura arriostrada

En la Figura 4.1.28 se muestra que el primer pórtico es el que experimenta mayores esfuerzos debido a la incidencia de la carga horizontal.

Los arriostramientos diseñados pertenecen al perfil IPN. En el Anexo B se recoge el resumen de medición, tabla que muestra detalladamente los perfiles utilizados en el dimensionado de los arriostramientos.

A continuación se expone deformada en toda la estructura de la visera arriostrada así como la envolvente de momentos flectores.

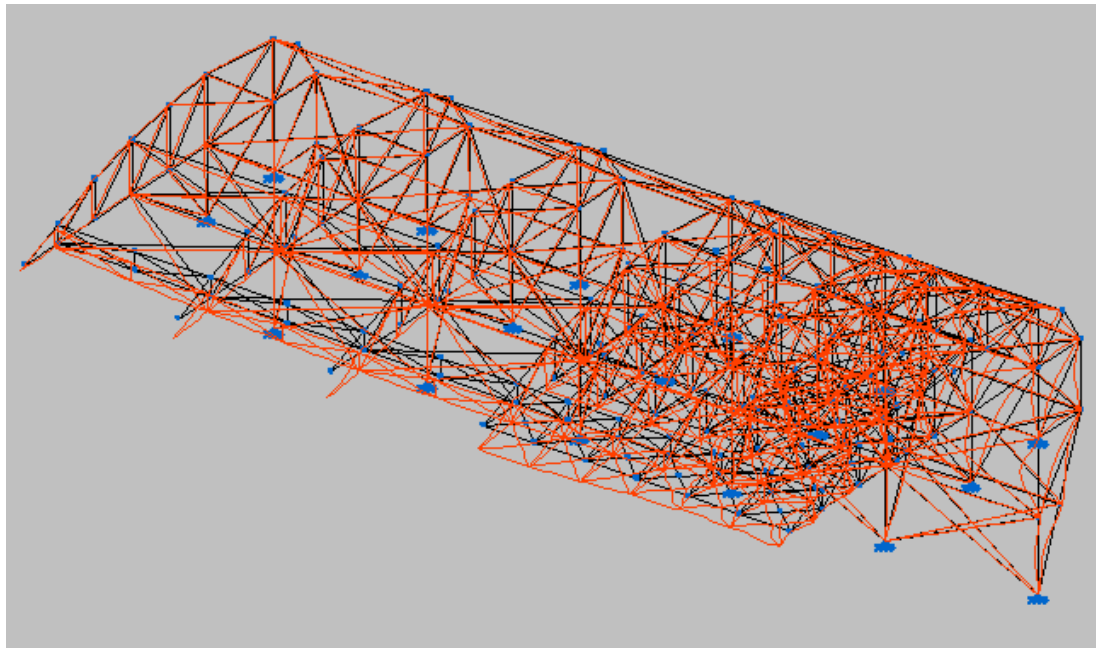


Figura 4.1.29 Deformada sobre la visera arriostrada

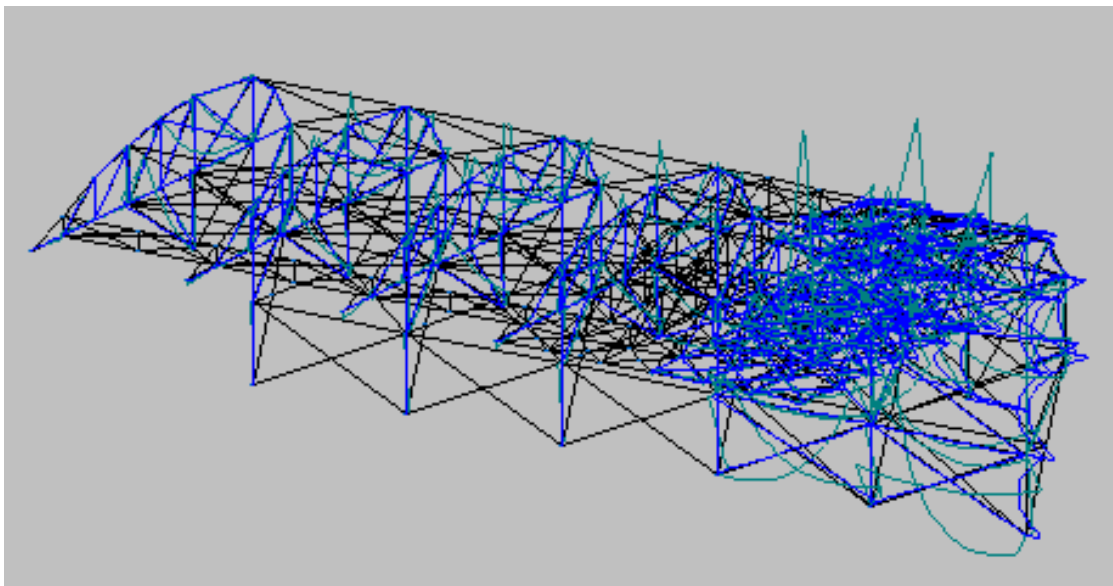


Figura 4.1.30 Superposición de envolvente de momentos flectores sobre visera arriostrada

Tras observar la distribución de esfuerzos y la deformada sobre la visera arriostrada se llega a la conclusión de que el primer pórtico es el que sufre mayores esfuerzos y por tanto, experimenta mayor deformación.

En el Anexo B se recoge el resumen de medición de la visera arriostrada, tabla que muestra detalladamente los perfiles utilizados en el dimensionado de los arriostramientos.

4.2 Cálculo dinámico

Se realizan dos estudios dinámicos sobre la estructura para evaluar el comportamiento de esta bajo la acción de cargas variables con el tiempo.

Por una parte se efectúa un cálculo global que afecta a toda la grada. Para este cálculo se cuenta con la ayuda del soporte informático Abaqus. Los resultados del cálculo global son las frecuencias propias de la estructura. Con las frecuencias calculadas se evalúa el riesgo de que la estructura entre en resonancia.

La grada puede entrar en resonancia debido a la acción de cargas dinámicas que aparecen durante un espectáculo que se celebre en el estadio. Un ejemplo de cargas dinámicas es el movimiento armónico de los espectadores en determinados momentos.

Por otra parte se realiza un estudio local sobre una de las vigas. La viga a estudiar pertenece a la parte denominada escuadra (ver Figura 2.4.1). Este estudio tiene como objetivo analizar los esfuerzos que se generan en las vigas cuando los espectadores saltan de forma sincronizada.

4.2.1 Antecedentes históricos

Es importante realizar este tipo de estudios ya que históricamente se ha dado el caso de estructuras que han colapsado por este fenómeno. Esto es debido a que los esfuerzos generados en sus barras al entrar estas en resonancia han sido superiores a los admisibles.

Algunos ejemplos de estructuras que han presentado problemas de resonancia se detallan a continuación:

- **Puente de Tacoma Narrows (Tacoma):** Ocurrió en Noviembre de 1940. Es quizás el caso más famoso de colapso producido por este fenómeno. La acción de un viento de 65 km/h indujo un modo de torsión que afectó de forma longitudinal a la estructura ocasionando su derrumbe.
- **Millennium Bridge (Londres):** El día de su inauguración en el año 2000, la sincronización “obligada” de los peatones hizo que se alcanzase una frecuencia muy próxima a la de resonancia y el puente oscilase de manera peligrosa, obligando así a su cierre. Este fenómeno se produjo debido a un movimiento inicial que obliga a los peatones a sincronizar sus pasos para poder caminar sin caerse. Esta sincronización favoreció la oscilación del puente de manera ostensible.
- **Estadio Antonio Vespucio Liberti (River Plate):** Este estadio inaugurado en 1938 tiene una capacidad para 74624 espectadores. En ocasiones puntuales (celebración de conciertos musicales o disputas de partidos de fútbol) genera unas vibraciones provocadas por el comportamiento del público. Este fenómeno afecta tanto a su integridad estructural como a los edificios colindantes. Se han realizado diversos estudios y mediciones y no tener en cuenta las frecuencias propias a la hora de diseño puede ser la causa.

4.2.2 Cálculo dinámico global, frecuencias propias

Se entiende por frecuencia de resonancia a aquella que provoca en un cuerpo o sistema su grado máximo de oscilación. Todos los cuerpos o sistemas poseen una o varias frecuencias características, por tanto es necesario estudiar las frecuencias características de la estructura diseñada para evaluar el riesgo de colapso.

Se comienza introduciendo en el software informático AbaqusCAE la estructura resultante del cálculo estático (ver Capítulo 4.1) en el módulo Parts.

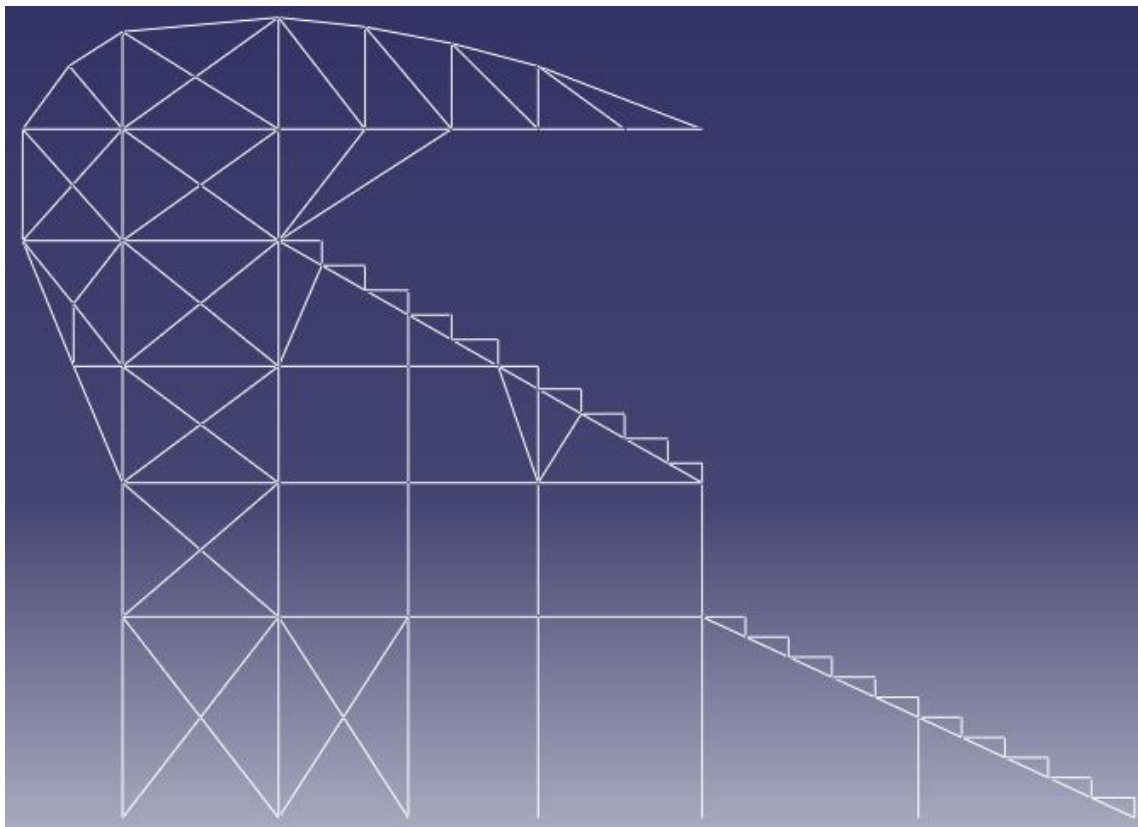


Figura 4.2.1 Estructura implementada en módulo Parts de AbaqusCAE

El siguiente paso consiste en completar el módulo Property. En este módulo el software requiere conocer el material o materiales que componen la estructura implementada, así como las diferentes secciones utilizadas.

En este caso el material es el acero, se introducen sus características (ver Tabla 2.4.1).

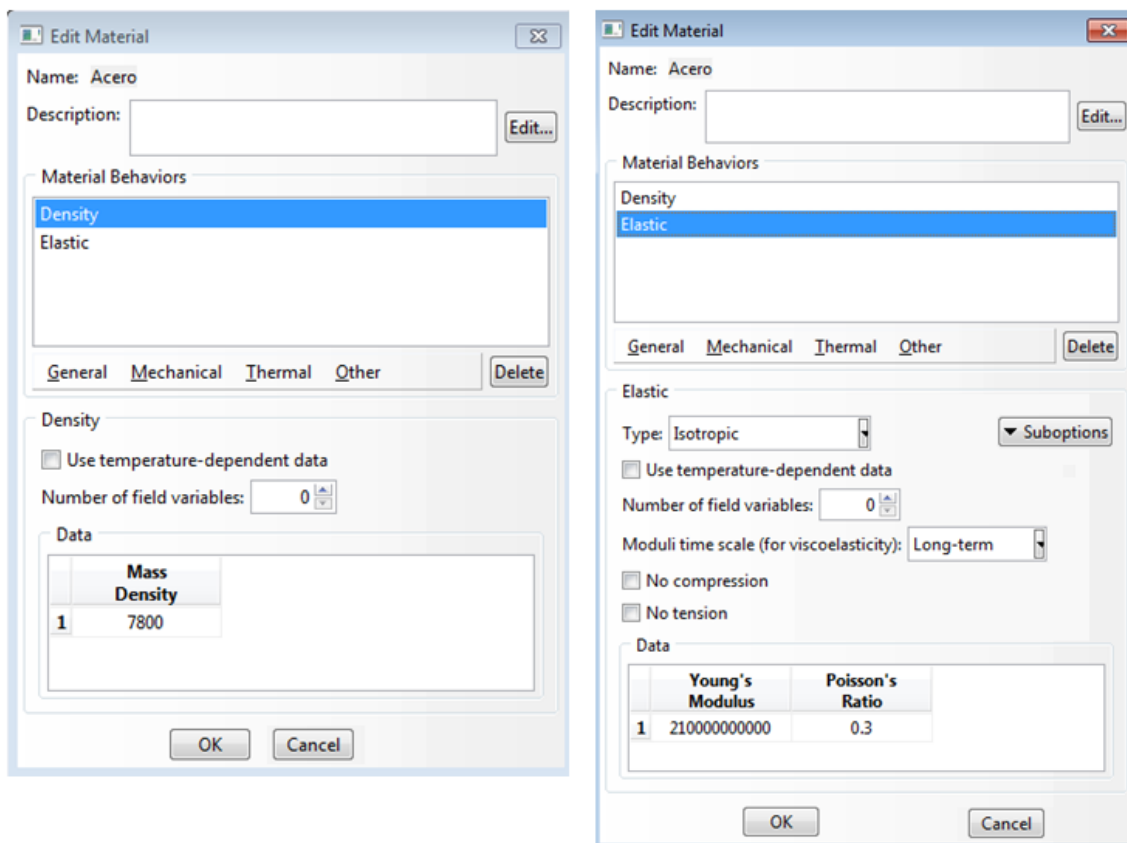


Figura 4.2.2 Introducción de las propiedades del acero

Para indicar las secciones utilizadas, se generan y asignan los distintos tipos de perfiles empleados. Estos perfiles se recogen en el Anexo B, en el resumen de medición.

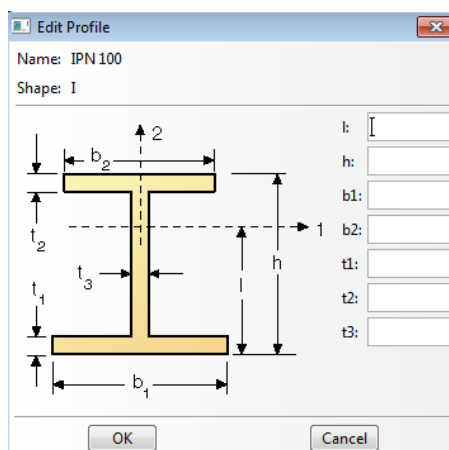


Figura 4.2.3 Creación de perfiles

En el módulo Steps, se genera un nuevo steps seleccionando en la ventana “Procedure Type” la opción “linear perturbation” e indicando la opción “Frequency”.

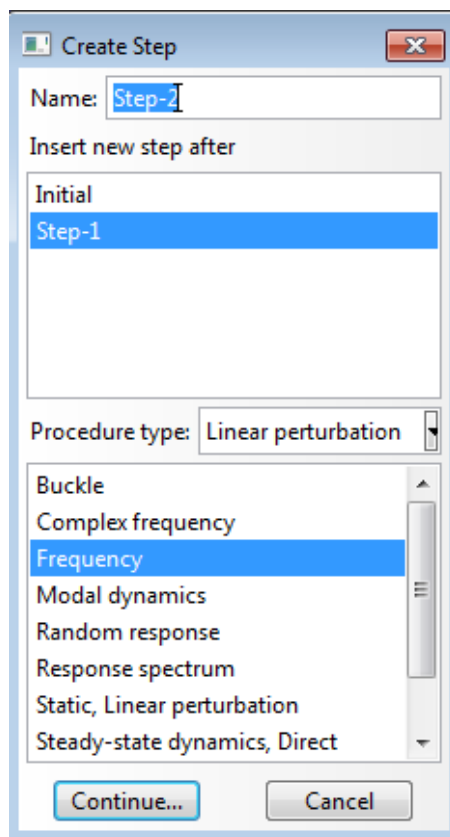


Figura 4.2.4 Generación de nuevo steps para obtener las frecuencias propias

El siguiente módulo que se necesita completar es el denominado Loads. En él se añaden las condiciones de contorno de la estructura (empotramientos en las barras en contacto con el suelo).

Para calcular las frecuencias características la estructura ha de calcularse sin considerar ninguna carga externa, por tanto este módulo queda terminado al introducir los empotramientos. Esto es debido a que las frecuencias de una estructura son una propiedad que depende de la geometría, perfiles y materiales utilizados.

Seguidamente, se completa el módulo Mesh. Este módulo es muy importante puesto que supone el mallado de la estructura. Ha de realizarse este mallado de forma correcta debido a que la malla indica los puntos sobre los que el software realiza el método de los elementos finitos.

Debido a las limitaciones que presenta la versión estudiante de Abaqus CAE, es necesario tener en cuenta que no se pueden superar los 1000 nodos en ningún caso. Por ello se determina un número de divisiones por barra que no supere este valor.

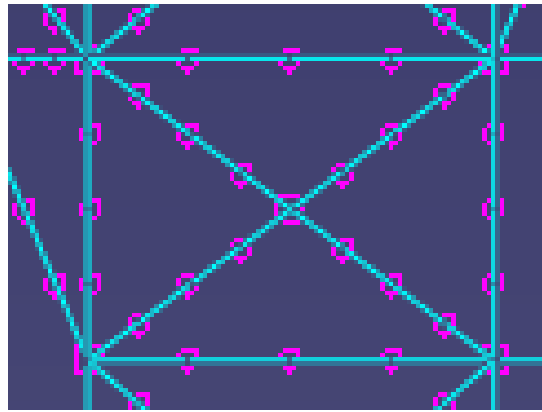


Figura 4.2.5 División de las barras en 5 nodos para el estudio con MEF

Una vez mallada la estructura, finaliza el cálculo seleccionando en el módulo Job la opción “submit”. Concluido el proceso de cálculo, el software facilita las distintas frecuencias propias de la estructura obteniendo un diagrama con los desplazamientos generados para cada una de ellas.

Step/Frame		
Step Name		Description
Step-1		
Frame		
Index	Description	
0	Increment	0: Base State
1	Mode	1: Value = 37581. Freq = 30.854 (cycles/time)
2	Mode	2: Value = 1.01992E+05 Freq = 50.828 (cycles/time)
3	Mode	3: Value = 1.58669E+05 Freq = 63.397 (cycles/time)
4	Mode	4: Value = 1.67647E+05 Freq = 65.165 (cycles/time)
5	Mode	5: Value = 1.90423E+05 Freq = 69.451 (cycles/time)
6	Mode	6: Value = 2.55670E+05 Freq = 80.475 (cycles/time)
7	Mode	7: Value = 3.69089E+05 Freq = 96.691 (cycles/time)

Figura 4.2.6 Listado de frecuencias propias

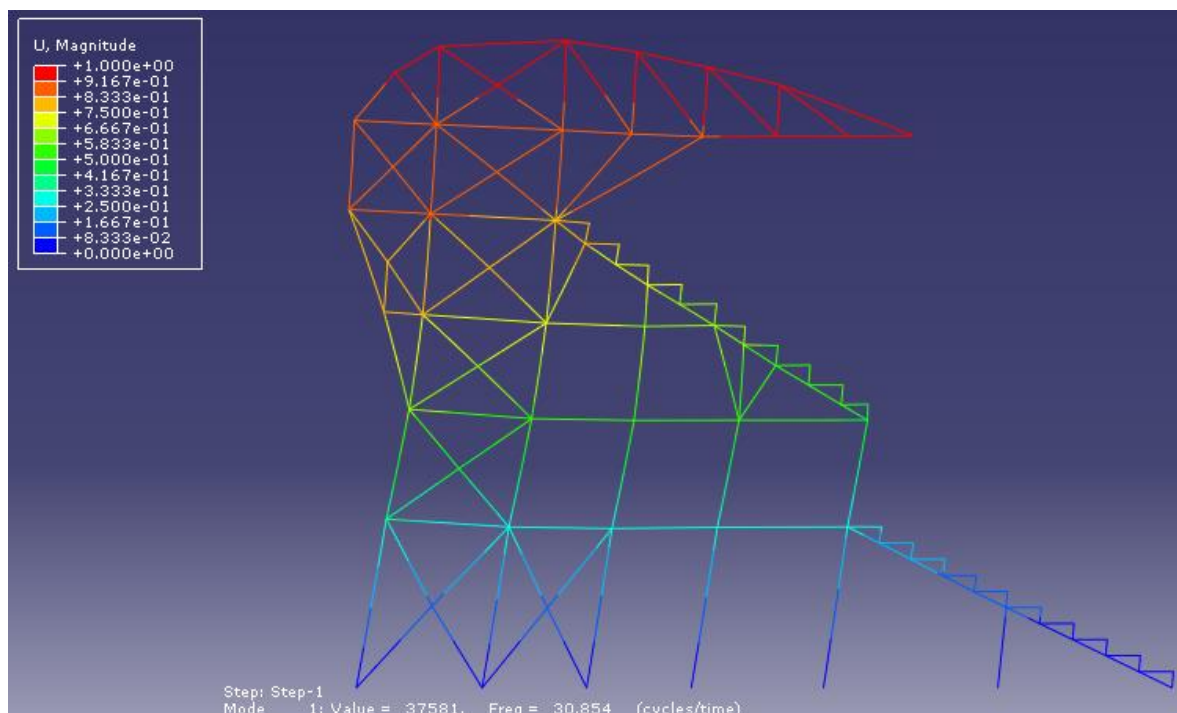


Figura 4.2.7 Diagrama de desplazamientos para la primera frecuencia característica

Tal y como se aprecia en la Figura 4.2.7, si se alcanza una frecuencia de 30,854 ciclos/segundo la deformación es elevada. Esta deformación hace peligrar la integridad de la estructura y por tanto es necesario analizar el riesgo de alcanzar dicha frecuencia.

Se asume que la excitación de la estructura la genera el movimiento del público. Al estar estudiándose un modelo bidimensional de la estructura, se considera un aforo de 17 personas.

Considerando un conjunto de espectadores de 0 a 51 personas (el triple de las 17 personas anteriormente calculadas debido a los espectadores situados en asientos colindantes) este conjunto de 51 personas debe reproducir una fuerza cíclica con una frecuencia de 30,854 ciclos/segundos para que la estructura entre en resonancia.

Analizando el comportamiento natural de las personas, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Durante su estancia en el estadio, existen situaciones puntuales en las que los espectadores pueden saltar o realizar movimientos armónicos de forma sincronizada. La acción del salto es la más probable y por tanto es la acción que se considera. Conseguir la frecuencia de resonancia mediante el salto de los espectadores contenidos en el modelo bidimensional es imposible puesto que las personas no pueden saltar con esa cadencia.
- Cabe la posibilidad de que el conjunto de 0 a 51 personas salten repetidas veces de forma asíncrona, siendo la cadencia resultante parecida a la frecuencia de resonancia. El comportamiento humano hace que de forma innata se tienda a sincronizar este tipo de acciones, por tanto es inviable que las personas salten de forma asíncrona durante un tiempo prolongado que permita hacer peligrar la estructura.

- Dada la dificultad de que los espectadores reproduzcan la fuerza cíclica con la frecuencia calculada, se añade el hecho de que la mayor parte del tiempo el público permanece sentado.

Tras la anterior evaluación, se llega a la conclusión de que debido a la naturaleza del ser humano por sincronizar sus movimientos, la elevada cadencia de salto requerida para alcanzar esa frecuencia y que la acción de salto solo se produce en momentos muy concretos, se asegura que la estructura no corre riesgo de colapso por resonancia.

El resto de frecuencias propias calculadas implican una mayor cadencia de golpeo. Esto dificulta que se alcance dicha cadencia y por tanto las probabilidades de alcanzar los siguientes modos naturales de vibración se descartan.

4.2.3 Cálculo dinámico local

Para estudiar el comportamiento de las barras cuando el público salta se realiza un estudio dinámico a nivel local que evalúa los esfuerzos generados en ellas.

Se localiza una barra significativa para realizar este cálculo. La viga elegida es la perteneciente a la escuadra de la grada, concretamente la que se sitúa en posición horizontal (ver Figura 4.2.8). Esta viga se repite a lo largo de la estructura puesto que da lugar a las filas que ubican a los espectadores y soporta directamente las reacciones de los espectadores.

La fuerza debida al peso de un cuerpo en reposo no es la misma que la ejercida si este cae impactando sobre la barra. Se analiza el comportamiento de la viga en ambos casos.

El valor del peso P' cuando hay un impacto, se obtiene multiplicando el peso en reposo P , por el DLF (Dynamic Load Factor), obteniendo:

$$P = m \cdot g \quad (\text{Ec. 5})$$

$$P' = P \cdot \text{DLF} \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

m: es el valor de la masa del cuerpo.

g: es el valor de la aceleración de la gravedad.

DLF: es el valor del factor dinámico de carga.

Para calcular el DLF que permita analizar el comportamiento de la viga en ambos casos, se caracteriza la escuadra de la grada como una viga biempotrada tal y como indica la Figura 4.2.8.

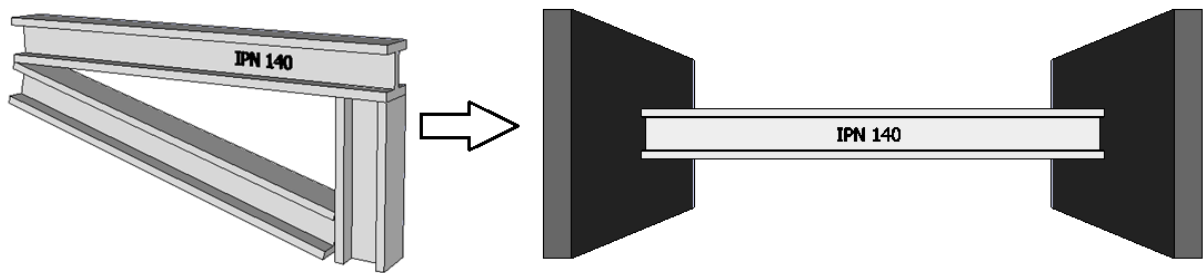


Figura 4.2.8 Caracterización de la viga IPN 140 de la escuadra como biempotrada

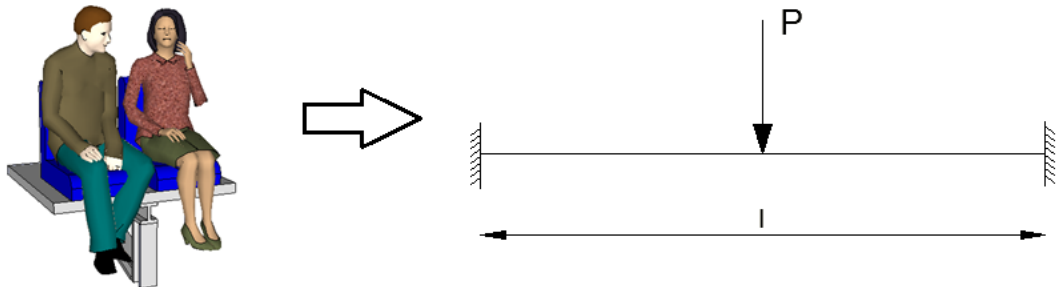


Figura 4.2.9 La fuerza P es la ejercida por los dos espectadores en reposo y la losa de hormigón

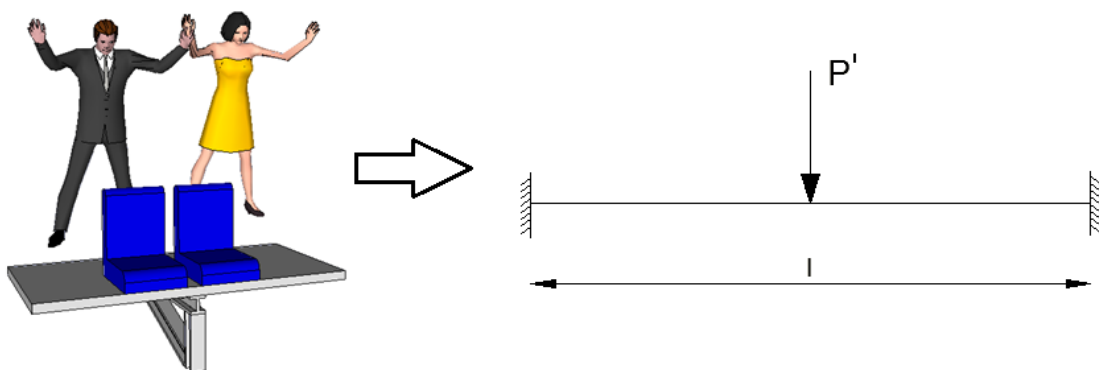


Figura 4.2.10 La fuerza P' es la fuerza ejercida por los dos espectadores impactando tras el salto más la losa de hormigón en reposo

El valor del DLF se obtiene de la siguiente gráfica:

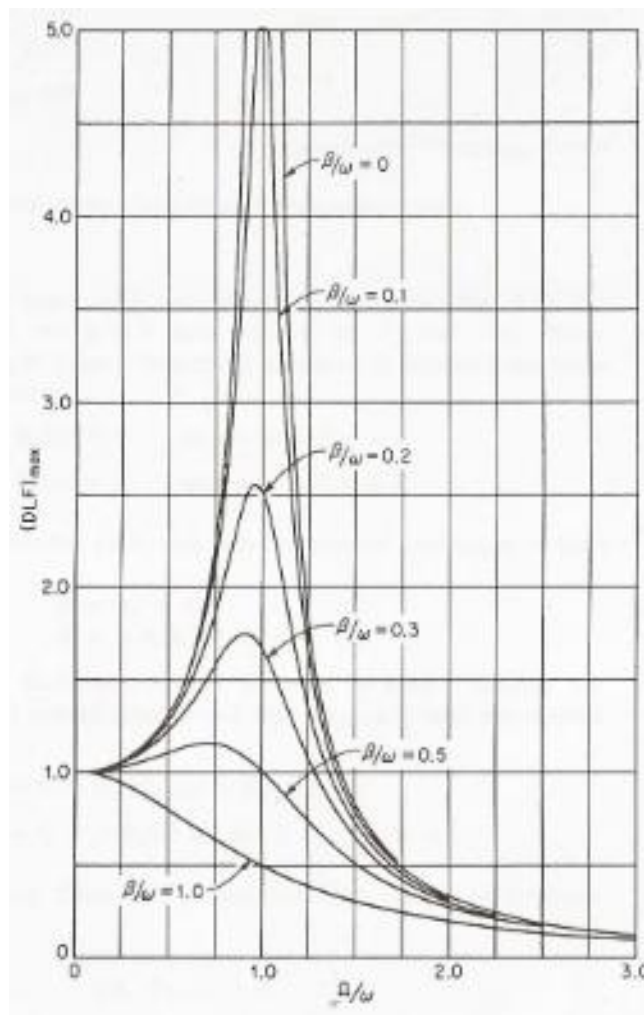


Figura 4.2.11 Gráfica para obtener el valor de DLF

Para entrar en la tabla se necesitan los siguientes parámetros:

- β : Amortiguamiento.
 Ω : Frecuencia de salto estipulada.
 ω : Frecuencia natural del modelo.

El valor del amortiguamiento β es de 0,07, debido a que el amortiguamiento del acero es del 7%.

La frecuencia de salto estipulada Ω adquiere un valor de 2 saltos/segundos.

Se obtiene la frecuencia natural del modelo, ω , mediante la siguiente expresión para viga biempotrada:

$$\omega = \frac{(n+0,5)^2 \cdot \pi^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

n: es el modo propio que se desea analizar. En este caso $n=1$.

l: es la longitud de la barra. En este caso $l=0,97\text{m}$.

E: es el módulo de elasticidad del acero. En este caso $E=210000 \text{ MPa}$.

I: es el momento de inercia de la viga. Para el caso de perfil IPN 140 $I_Y=573 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$.

m: es la masa de la viga por unidad de longitud. En este caso $m = 14,36 \text{ kg/m}$.

Por tanto, las relaciones entre β , ω y Ω para obtener el valor del DLF son las siguientes:

$$\beta/\omega \approx 0 \quad (\text{Ec. 8})$$

$$\Omega/\omega \approx 0 \quad (\text{Ec. 9})$$

Con estos datos se entra en la Figura 4.2.11, obteniendo un valor para el Factor de carga dinámico de $\text{DLF} \approx 1$.

Entrando con estas relaciones en la Figura 4.2.11 se obtiene el valor para el DLF tal y como se aprecia en la Figura 4.2.112.

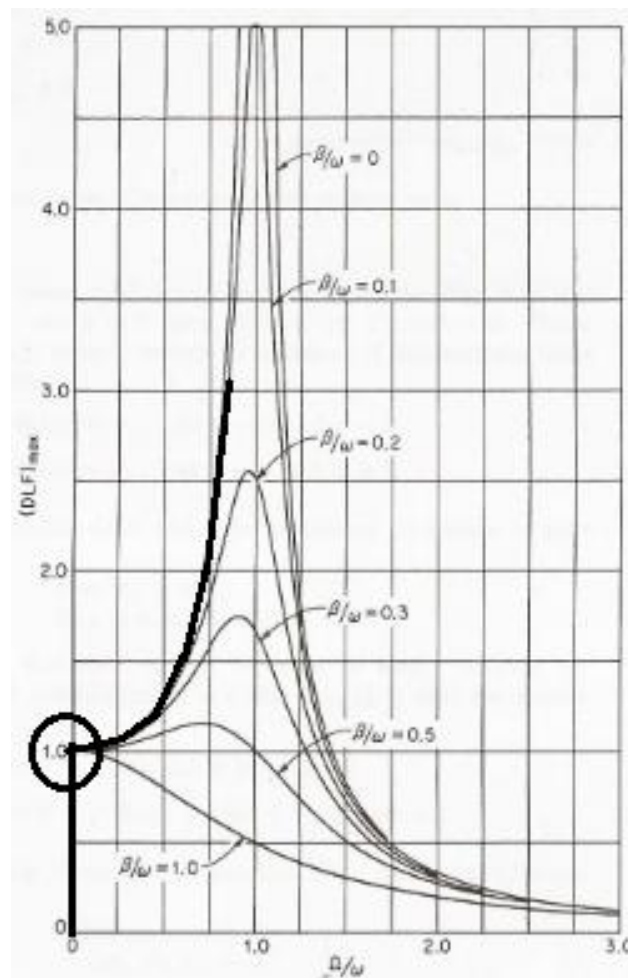


Figura 4.2.12 Obtención del valor DLF

Con este valor del DLF se asume que el peso P generado por la masa de la losa mas el de dos espectadores sentados, es igual al peso P' generado por el peso de la losa mas ambos espectadores saltando.

Por tanto la viga sufre los mismos esfuerzos en ambos casos y se garantiza su seguridad frente a cualquier comportamiento de los espectadores.

4.2.4 Sismo

El estudio del comportamiento de la estructura frente a la acción sísmica se realiza a partir de los datos históricos, registros y descripciones existentes en el Instituto Geográfico Nacional. Para realizar el estudio se emplea el software informático CYPE. Para ello es necesario introducir los parámetros que a continuación se obtienen.

La peligrosidad sísmica del territorio español se establece mediante las normas NCSE española por medio del mapa de peligrosidad sísmica, del cual se obtiene la aceleración sísmica básica a_b correspondiente.

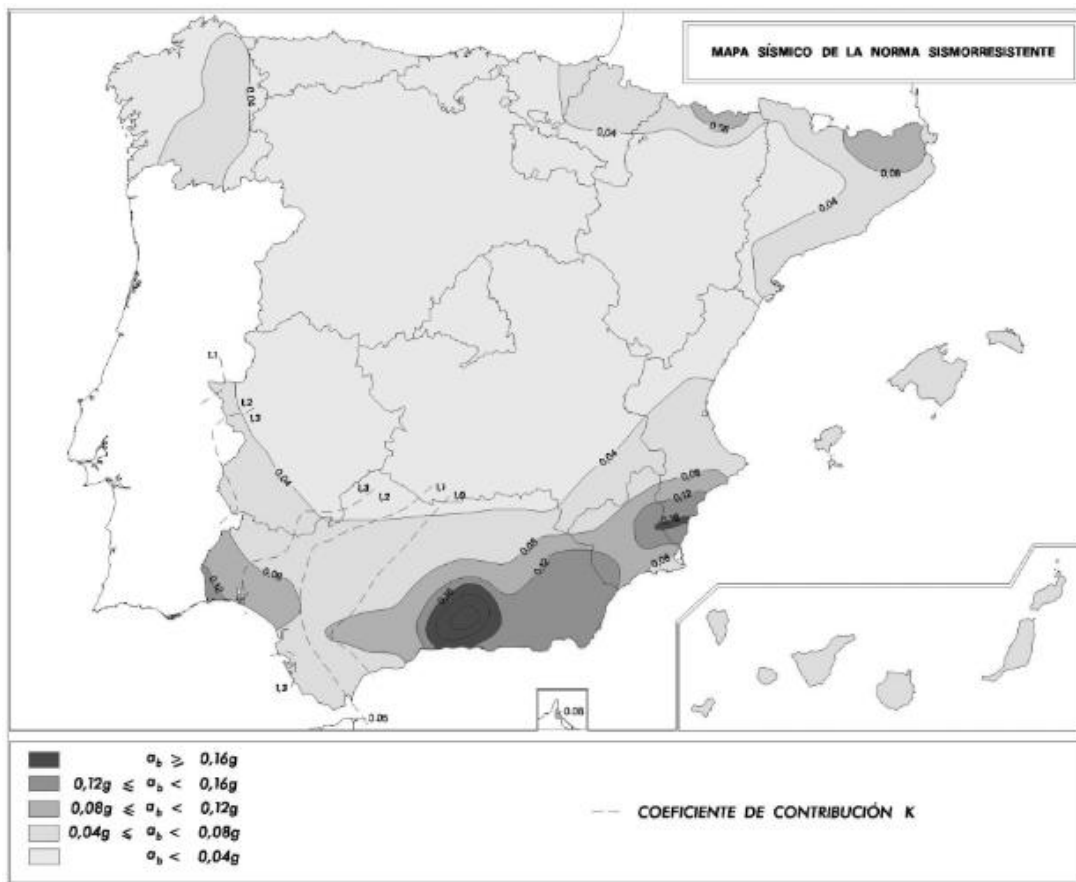


Figura 4.2.13 Mapa de peligrosidad sísmica

El valor de la aceleración básica para la zona geográfica donde se ubica Talavera de la Reina es de: $a_b = 0,4 \text{ m/s}^2$.

Atendiendo a las normas NCSE se identifica el tipo de estructura a estudiar según la siguiente tabla:

Tabla 4.2.1 Tipo de estructura según normativa NCSE

Tipo	Su destrucción...
De moderada importancia	Probabilidad despreciable de que ocasiones víctimas
De normal importancia	Ocasiona víctimas e interrumpe servicios colectivos
De especial importancia	Interrumpe servicios imprescindibles o da lugar a efectos catastróficos

La estructura de la grada forma parte del tercer tipo indicado en la Tabla 4.2.1.

Siguiendo las indicaciones de la normativa, se generan los espectros elásticos tanto horizontal como vertical de respuesta de la estructura. Este espectro se calcula para un periodo de vida de $t=50$ años. Este periodo genera un coeficiente adimensional de riesgo cuyo valor es $\rho=1$.

4.2.4.1 Espectro horizontal

La aceleración sísmica para el cálculo horizontal a_c , se obtiene como producto de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de riesgo, resultando en este caso:

$$a_c = a_b \cdot \rho = 0,04 \text{ m/s}^2 \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde la aceleración básica a_b se obtiene del mapa de peligrosidad sísmica de la Figura 4.2.8.

Los tres tramos que componen el espectro elástico horizontal se calculan acorde a las directrices de la normativa.

Tabla 4.2.2 Expresiones de los tramos del espectro horizontal

Periodo	Aceleración $a(T)$
$T < T_0$	$1.0 + [a(T_0) - 1.0]T/T_0$
$T_0 \leq T < T_1$	$a(T_0)$
$T \geq T_1$	$a(T_0)T_1/T$

Siendo:

$$a(T_0) = (3C-3.8)(K-1.25)+2.3 \quad (\text{Ec. 11})$$

$$T_0 = 0.125C-0.2K-0.175 \quad (\text{Ec. 12})$$

$$T_1 = 0.215K(5C-1)/a(T_0) \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

C: es el coeficiente de suelo cuyo valor es $C=1$.

K: es el coeficiente de contribución, se obtiene del mapa de peligrosidad sísmica. Su valor es $K=1$.

Realizando las operaciones anteriores, aplicando un amortiguamiento del 7% debido a que el material empleado es el acero, se obtienen los valores numéricos que permiten obtener el espectro de diseño horizontal.

Tabla 4.2.3 Espectro de diseño

Periodo	Aceleración $a(T)$
$T < 0,15$	$1.0+10 \cdot T$
$0,15 \leq T < 0,344$	2,5
$T \geq 0,344$	$0,86/T$

El aspecto del espectro elástico de diseño se muestra en la Figura 4.2.14.

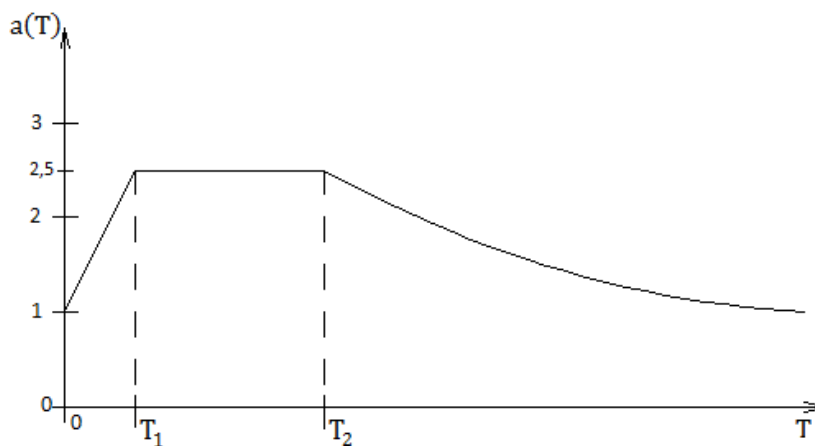


Figura 4.2.14 Espectro elástico de diseño

Se procede a efectuar el cálculo Introduciendo todos los parámetros calculados en la ventana que muestra el software informático.

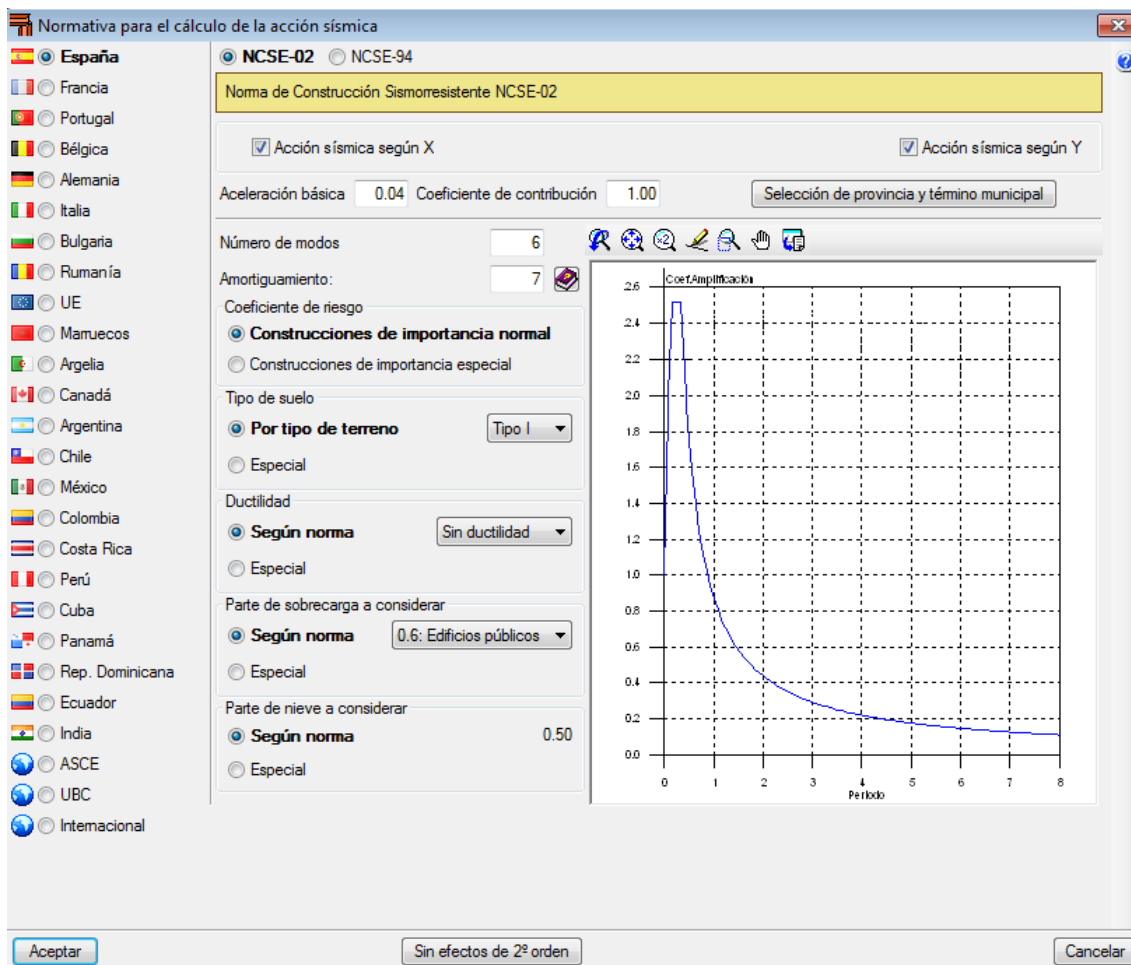


Figura 4.2.15 Diálogo CYPE con requerimientos para cálculo sísmico

4.2.4.2 Espectro vertical

Para considerar los movimientos verticales, se adopta un espectro elástico de respuesta cuyas ordenadas son el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales.

Debido a que CYPE tiene cargada la normativa correspondiente, con los datos ya introducidos en la Figura 4.2.15 se calcula la acción del sismo en dirección vertical.

Tras realizar la simulación, los resultados más significativos obtenidos se comentan a continuación:

Cabe destacar el aumento de los esfuerzos cortantes experimentados al considerar el efecto de sismo horizontal observando con cierta perspectiva el pórtico.

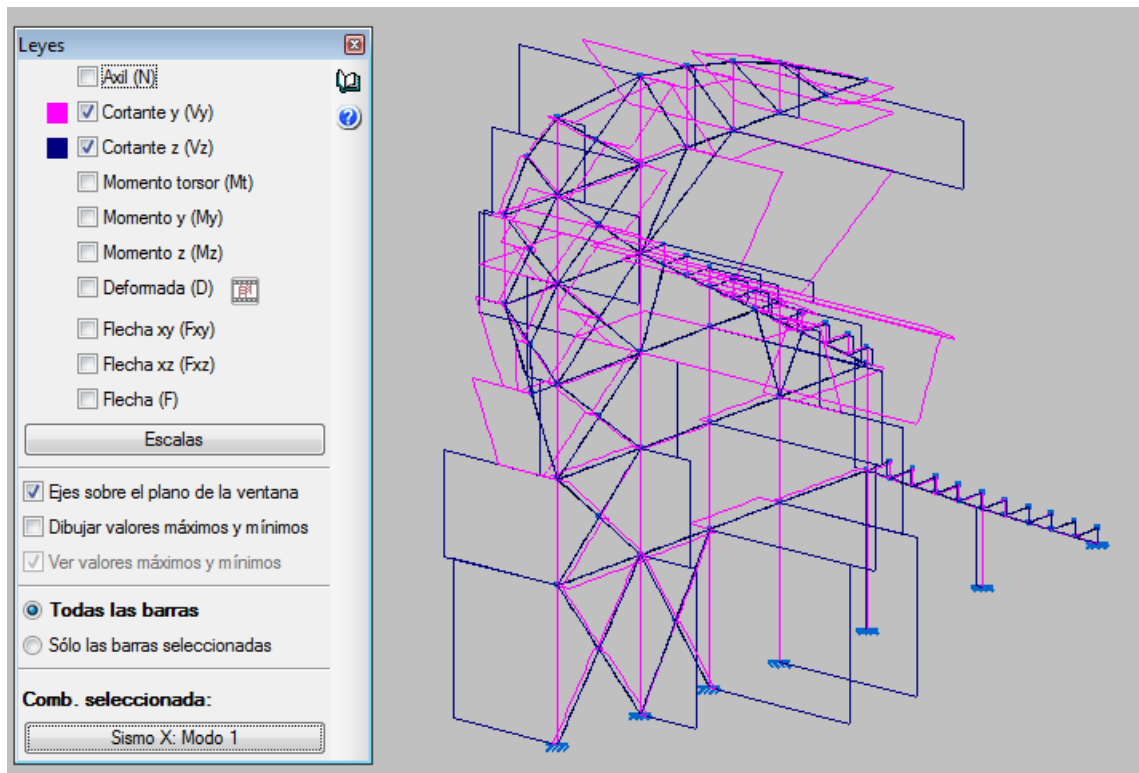


Figura 4.2.16 Ley de cortantes en estudio a sismo en dirección X

Los mayores desplazamientos se aprecian en el extremo de la visera cuando se considera la acción de sismo vertical:

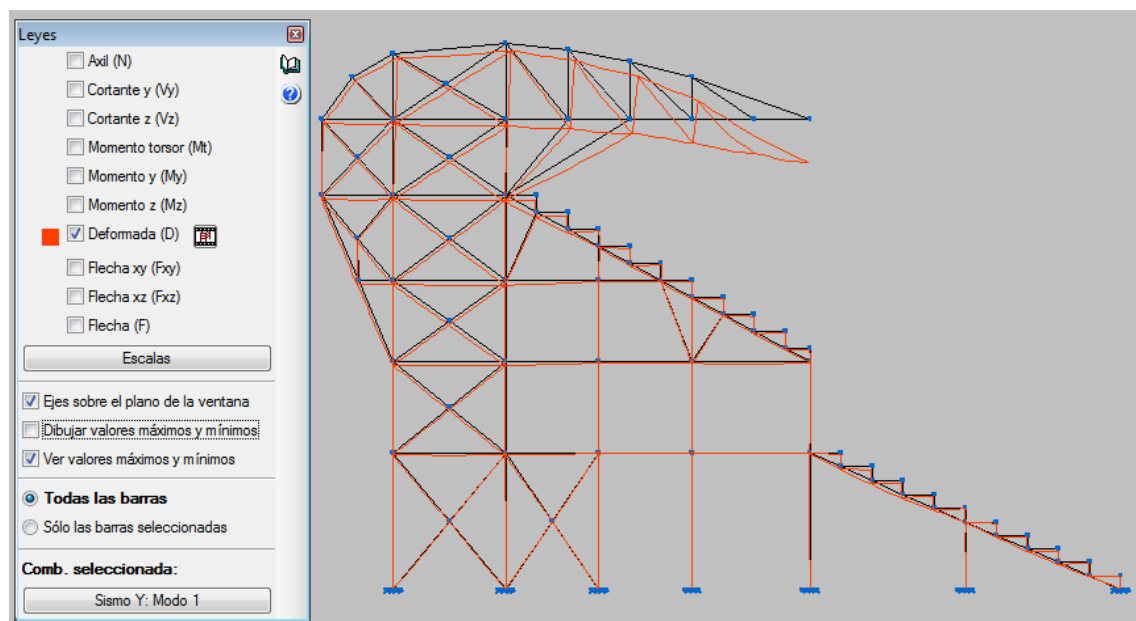


Figura 4.2.17 Deformaciones en estudio a sismo en dirección Y

Su valor en esta circunstancia es **de 37,771mm**.

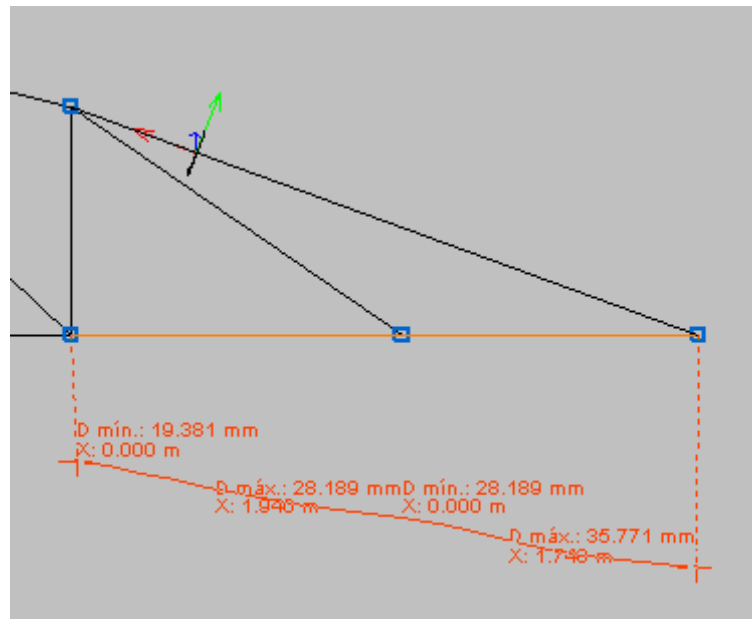


Figura 4.2.18 Detalle deformación en visera con acción de sismo en dirección Y

Pese a ser un valor muy elevado respecto a los requisitos establecidos, se considera como válido puesto que no compromete la seguridad estructural de la grada. Además, los valores máximos para deformaciones detallados en el Capítulo 2.2 se aplican a cargas estáticas.

Por otra parte este desplazamiento se manifiesta en un punto de la estructura que no afecta a la comodidad de los espectadores.

4.3 Cálculo de uniones soldadas

Para concluir los cálculos efectuados sobre la estructura se estudian las uniones soldadas entre las barras.

Para ello se emplea el recurso que facilita el software informático CYPE sobre uniones. El programa dimensiona los espesores de garganta de las soldaduras así como la longitud de estas, incluyendo rigidizadores en los casos necesarios acorde a la normativa para transmitir correctamente los esfuerzos.

La descomposición de esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen tal y como se aprecia en la Figura 4.3.1.

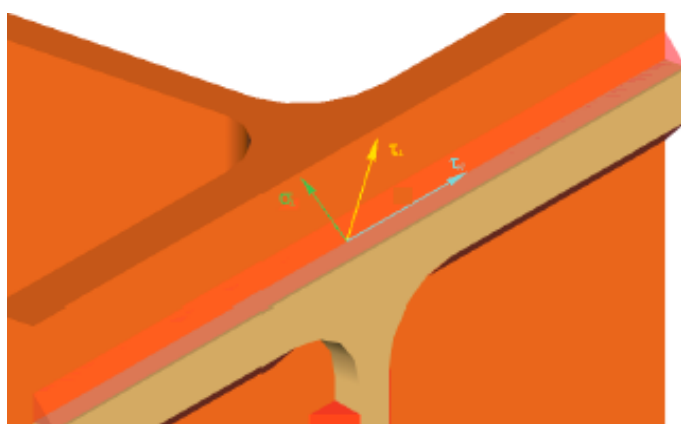


Figura 4.3.1 Descomposición de tensiones en cordón de soldadura

El soporte informático realiza el cálculo de uniones soldadas cumpliendo los siguientes requisitos que dicta el CTE DB SE-A:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / \beta_w \cdot \gamma_{M2} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

- σ_{\perp} : Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.
- τ_{\perp} : Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.
- τ : Tensión tangencial paralela al cordón.
- f_u : Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.
- β : Coeficiente de correlación.
- γ_{M2} : Coeficiente de seguridad parcial (1.25). El espesor de las soldaduras en ángulo será como mínimo 4 mm. Y no será mayor que 0.7 veces el espesor menor de las piezas a unir.

El programa verifica esta relación en cada uno de los cordones de soldadura de la unión. Para ello descompone los esfuerzos del nudo en las tensiones oportunas para cada cordón.

Al seleccionar en el menú la opción “Uniones”, se especifica uniones de soldadura y se procede a realizar el cálculo (ver Figura 4.3.2).

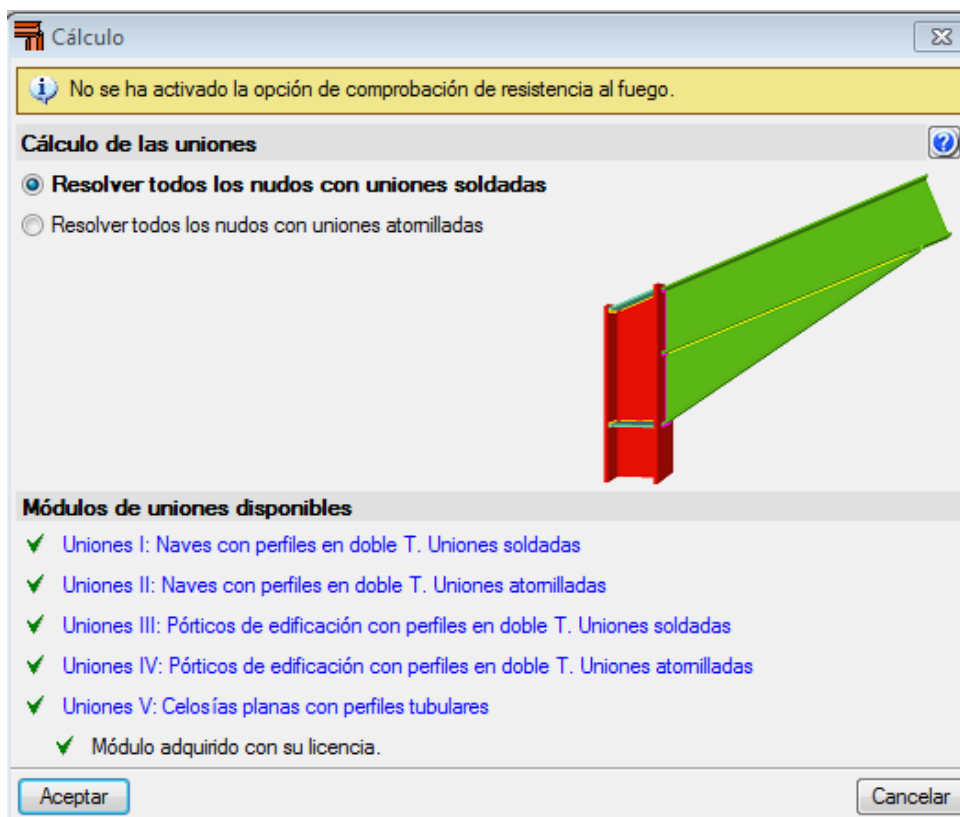


Figura 4.3.2 Menú inicial CYPE para el cálculo de uniones

CYPE tiene asignados una serie de posibles soldaduras. El programa está capacitado para resolver las soldaduras que almacena en su base de datos. En caso de tener una geometría desconocida, así como algún error de diseño, se genera un aviso que indica que el programa no puede calcular dicho nudo.

Tras realizar el cálculo de las uniones, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 4.3.1 Cálculo de uniones

Informe final de cálculo

Cálculo de la estructura

Cálculo de uniones

Uniones aplicadas ⁽¹⁾	25
Nudos resueltos ⁽²⁾	25
Nudos no resueltos ⁽³⁾	60
<p><i>Notas:</i></p> <p>⁽¹⁾ Indica el número total de uniones que se han aplicado en los nudos.</p> <p>⁽²⁾ Indica el número de nudos que se han resuelto completamente.</p> <p>⁽³⁾ Indica el número de nudos que no se han resuelto o bien se han resuelto parcialmente (al menos, un tipo de unión aplicada).</p>	

Se analiza el motivo de los 60 nudos no resueltos. Para ello se selecciona en el menú *Uniones* la opción *Consultar*. Con esto, el software facilita:

- Uniones calculadas.
- Causas o errores de las uniones no calculadas.

En verde figuran las uniones calculadas correctamente acorde a la normativa. En rojo aparecen las uniones que no han podido ser calculadas.

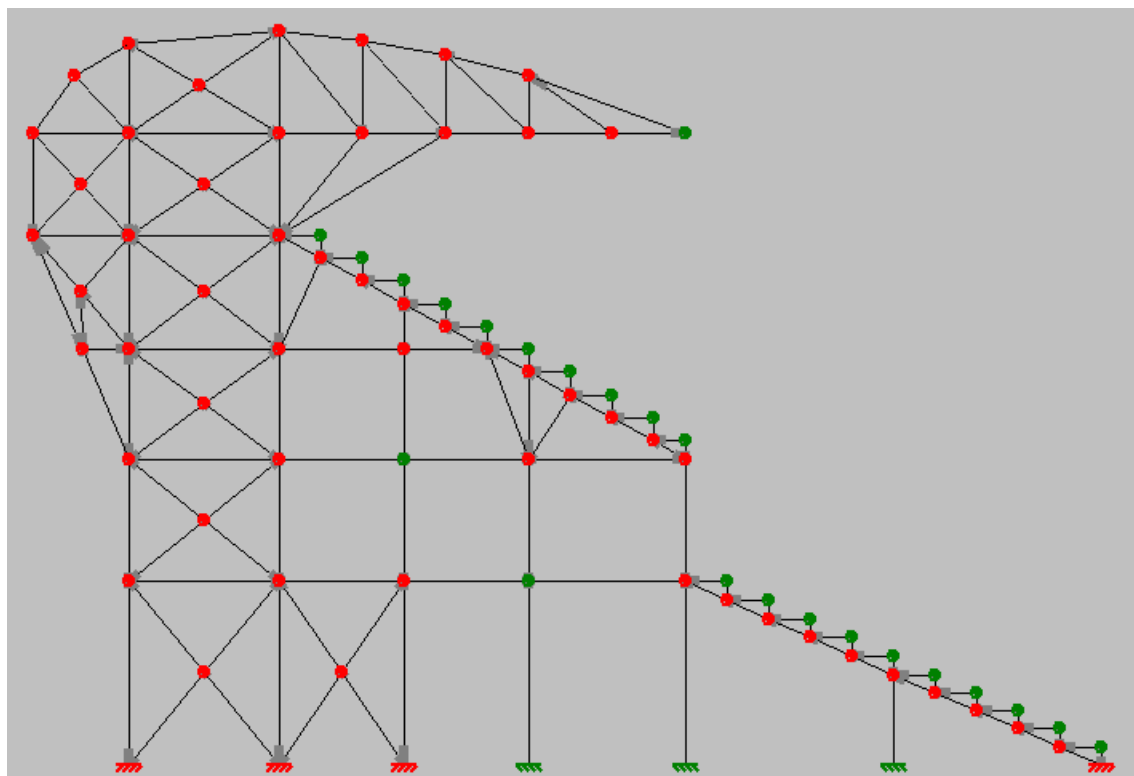


Figura 4.3.3 Uniones calculadas y errores generados

Accediendo a la información que presenta CYPE para cada nudo, se verifica que el motivo por el que no se ha podido calcular la unión soldada es por el tipo de geometría. Debido a que CYPE calcula las uniones atendiendo a su geometría, al encontrarse una diferente a las almacenadas en su base de datos, genera un error debido a que está incapacitado de realizar los cálculos adecuados.

La Figura 4.3.4 muestra el mensaje que proporciona el soporte informático acerca del error de las uniones:

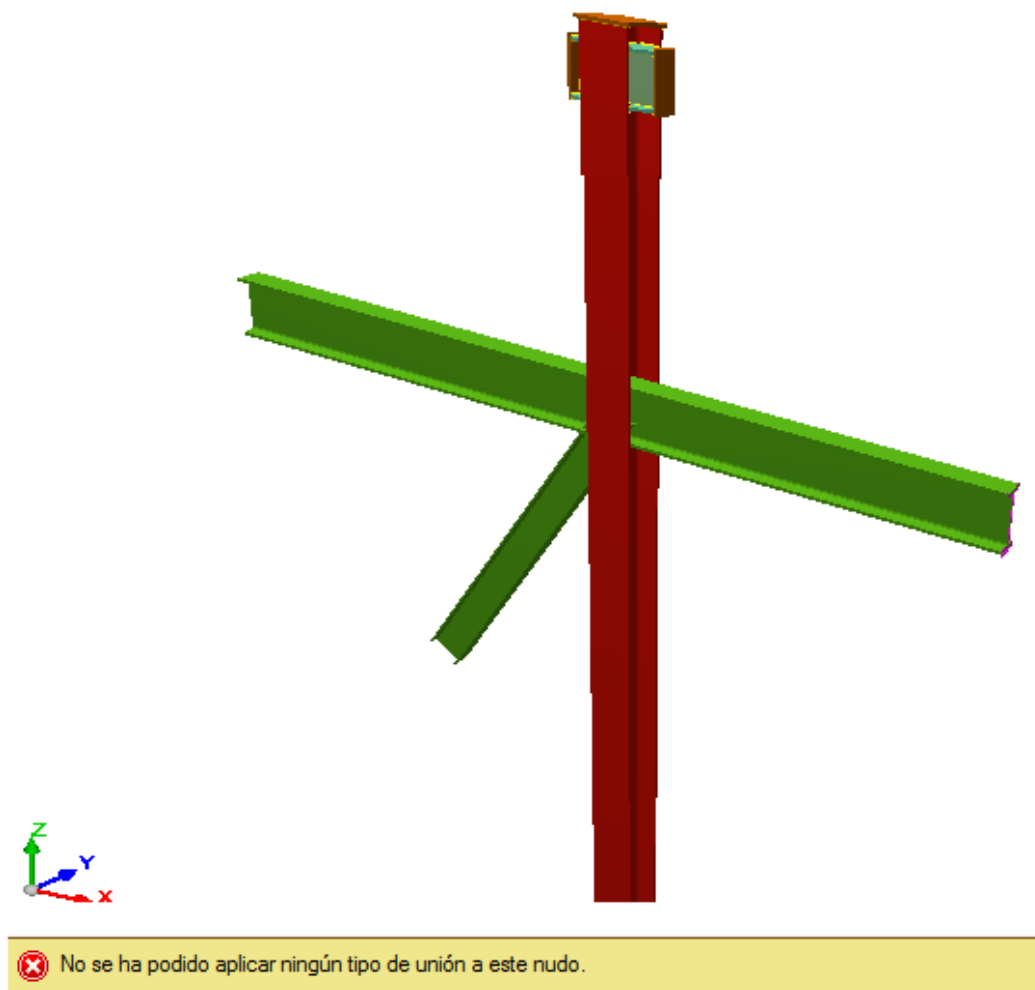


Figura 4.3.4 Detalle en soldadura no calculada

El nudo a calcular es un nudo donde concurren 5 barras. La base de datos de CYPE no contempla una unión con esa geometría. Para este nudo así como para todos donde hay error en el cálculo de soldadura, es necesario realizar el cálculo a mano. Con este cálculo se busca obtener la profundidad de garganta para el cordón de soldadura así como su longitud, que genera unas tensiones que verifican las expresiones Ec14 y Ec15.

En aquellos nudos donde si se ha calculado la unión de soldadura, la información que facilita el programa es la siguiente:

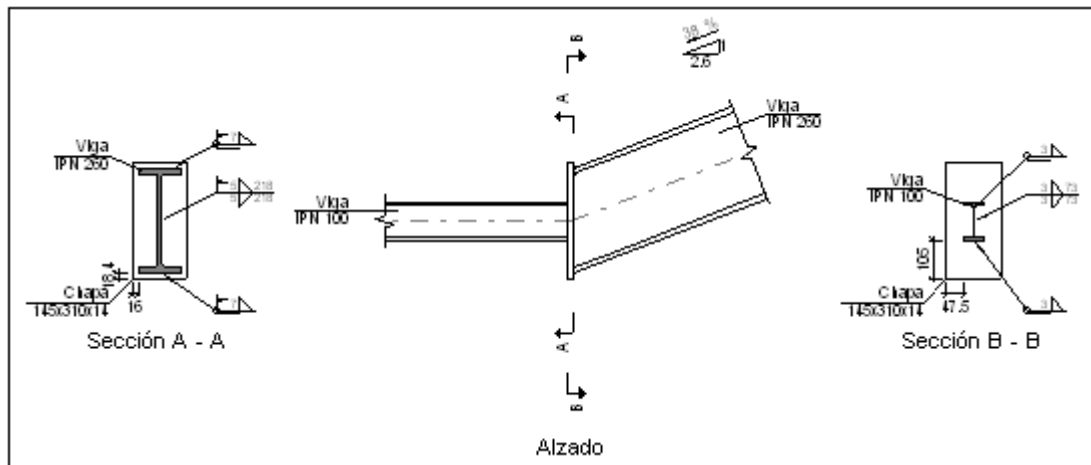


Figura 4.3.5 Detalle soldadura efectuada

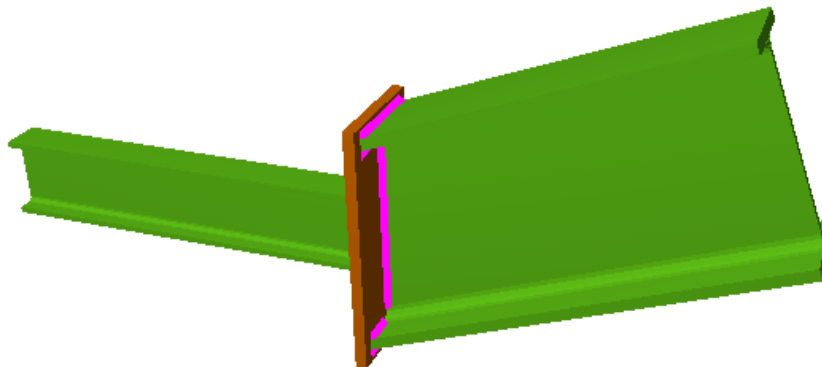


Figura 4.3.6 Vista 3D soldadura efectuada

5 Diseño completo y disposición de los módulos

Partiendo de la misma base estructural (estructura dimensionada en el Capítulo 4), se diseña el aspecto que tendrán los dos tipos de módulos. Para ello se dedica cada tipo a una función específica. Los módulos tipo A son los encargados de aportar solidez estructural, los módulos tipo B son los encargados de facilitar el acceso de los espectadores a sus localidades.

5.1 Módulos tipo A

Estos módulos albergan en su interior los arriostramientos calculados a lo largo del Capítulo 4.1.3. Su función dentro de la grada es reforzar la respuesta estructural frente a las acciones aplicadas a lo largo de esa dirección.

Para facilitar a los espectadores su desplazamiento a lo largo de la grada, contiene dos pasillos de escaleras distanciados por 14 metros.

Atendiendo a las indicaciones detalladas en el Capítulo 2.8, la capacidad de este tipo de módulo es de 596 espectadores. Su diseño final es el siguiente:

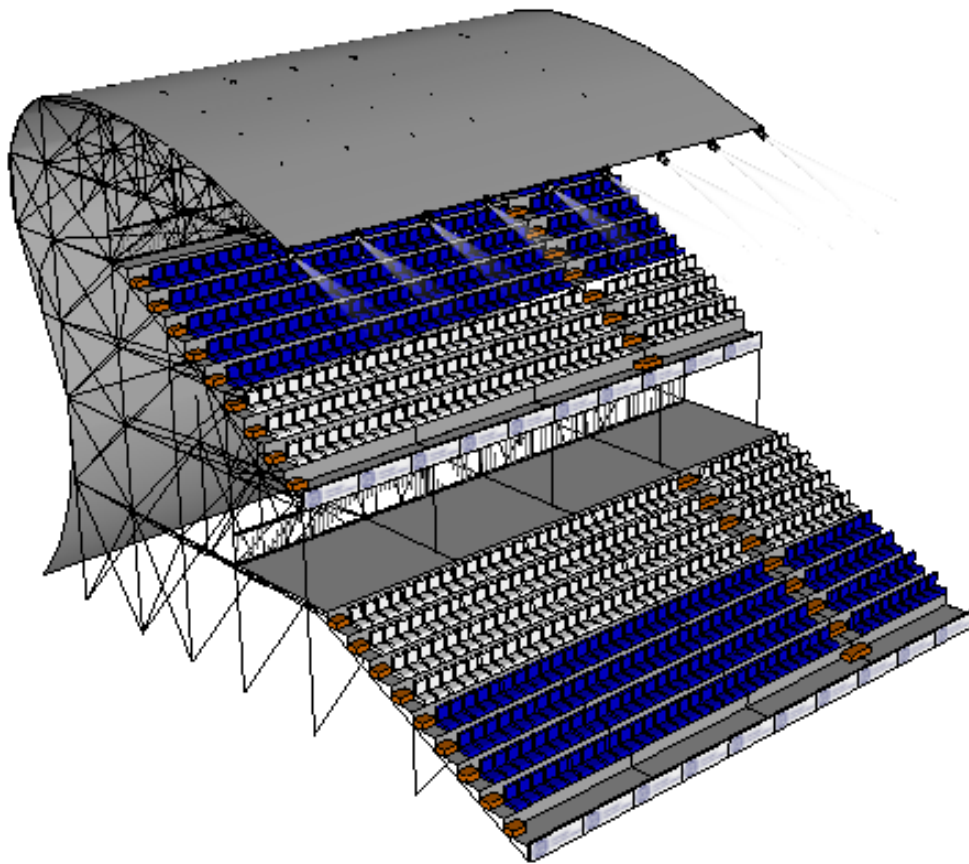


Figura 5.1.1 Vista isométrica módulos tipo A

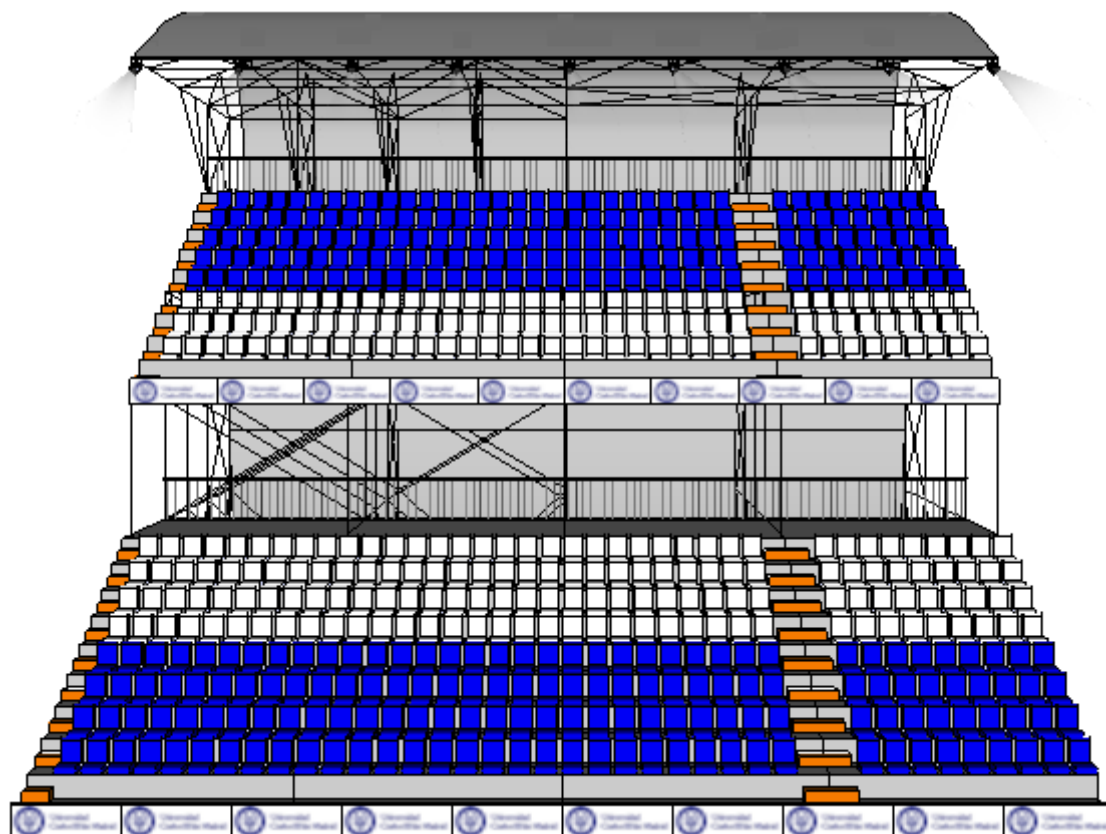


Figura 5.1.2 Vista frontal módulo tipo A

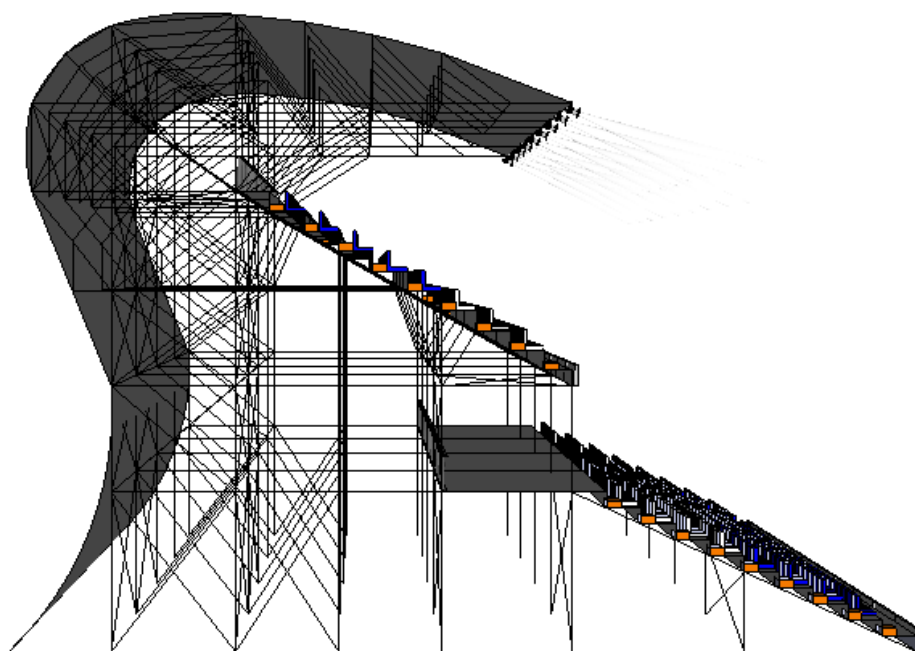


Figura 5.1.3 Vista lateral módulo tipo A

5.2 Módulos tipo B

Estos módulos están diseñados para facilitar el acceso a los espectadores. En su interior albergan unas escaleras construidas con hormigón facilitadas por una empresa ajena al proyecto. Estas escaleras son construidas teniendo en cuenta los desplazamientos de la estructura metálica. En ningún caso existe contacto entre la estructura y la escalera (ver Capítulo 5.4).

Para cumplir con su función de facilitar a los espectadores el acceso a su localidad, contiene dos vomitorios (uno por anfiteatro) así como un pasillo de escaleras.

Atendiendo a las indicaciones detalladas en el Capítulo 2.8, la capacidad de este tipo de módulo es de 442 espectadores. Su diseño final es el siguiente:

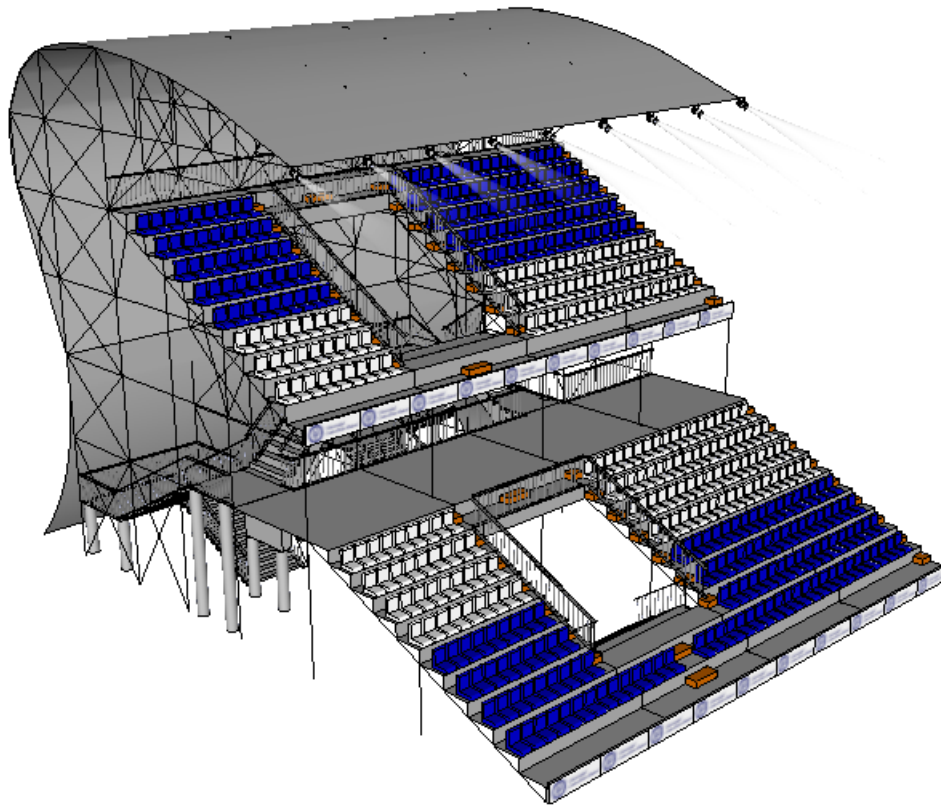


Figura 5.2.1 Vista isométrica módulos tipo B

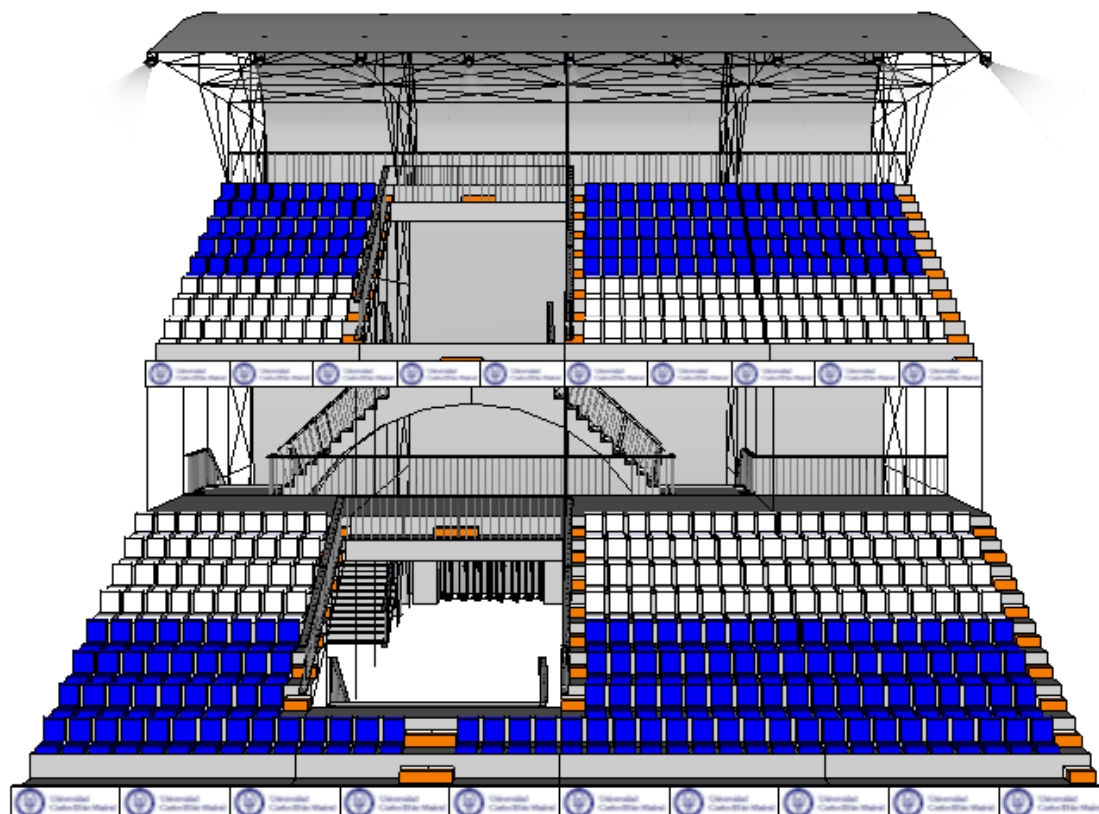


Figura 5.2.2 Vista frontal módulo tipo B

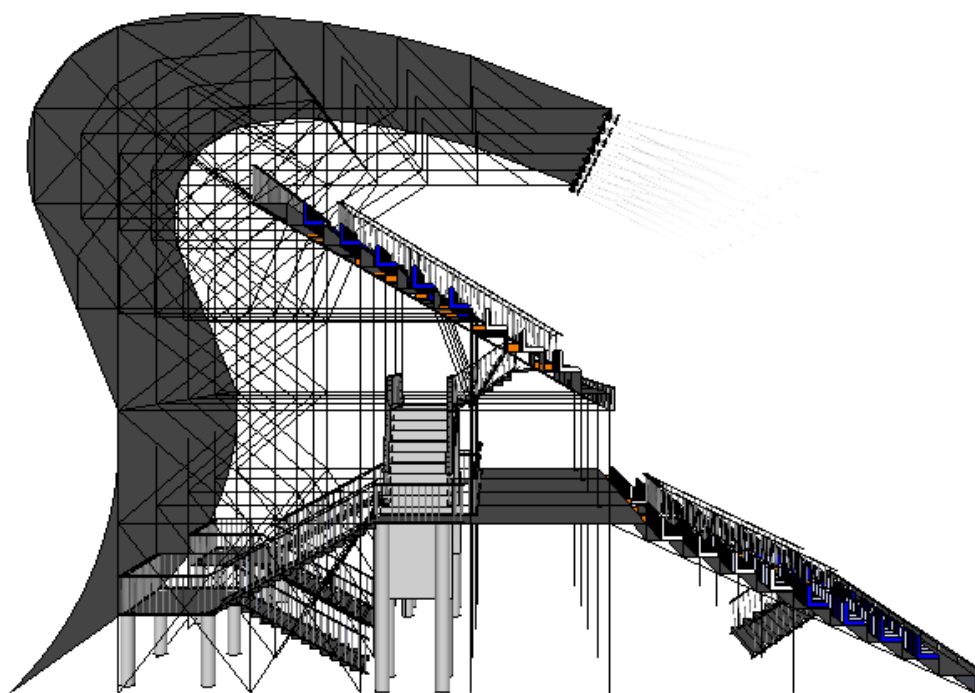


Figura 5.2.3 Vista lateral módulo tipo B

5.3 Disposición final de los módulos

Una vez diseñados ambos tipos de módulos, se procede a distribuirlos a lo largo del terreno de juego. La configuración final debe ofrecer un buen compromiso entre solidez estructural y una adecuada accesibilidad para los espectadores.

Esta distribución se realiza por separado, por un lado los fondos y por otra los laterales.



Figura 5.3.1 Dimensiones del terreno de juego

Para los fondos se emplean 4 bloques que salvan los 80 metros de longitud. Para los laterales se utilizan 6 bloques que se distribuyen a lo largo de los 120 metros que mide el largo del terreno de juego.

5.3.1 Fondos

La distribución de módulos en los fondos se realiza alternando de izquierda a derecha bloques siguiendo el siguiente patrón: A B (-B) (-A) donde el símbolo (-) implica una simetría respecto al bloque original.

Esta distribución aporta suficiente rigidez a la estructura al tener arriostramientos en sus extremos. Por otra parte, permite al público acceder a la grada desde las zonas centrales de los fondos y desplazarse hacia los extremos, teniendo que salvar en el peor de los casos una distancia de 25 metros.

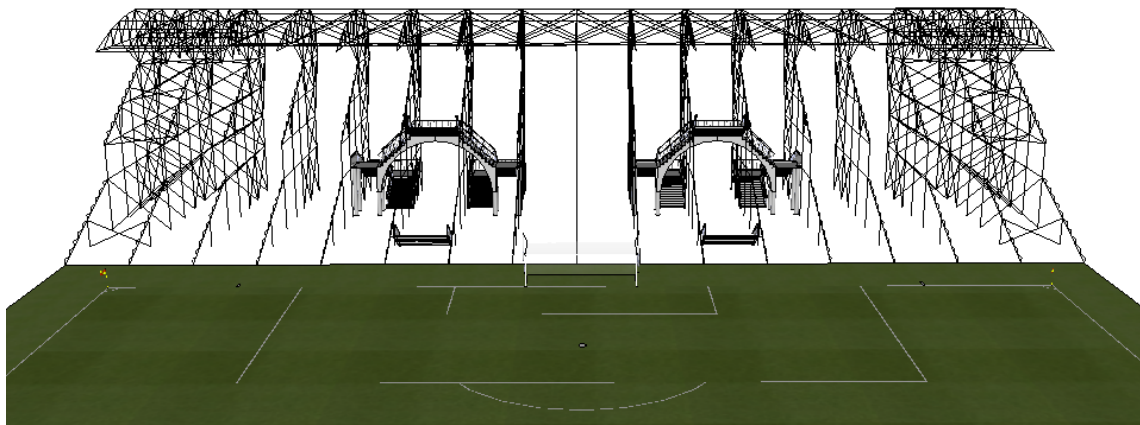


Figura 5.3.2 Distribución de módulos en los fondos sin losas ni cerramientos



Figura 5.3.3 Distribución de módulos en fondos

5.3.2 Laterales

La distribución de módulos en los laterales se realiza alternando de izquierda a derecha bloques siguiendo el siguiente patrón: A B A (-A) (-B) (-A), donde el símbolo (-) implica una simetría respecto al bloque original.

Esta distribución aporta rigidez a la estructura al tener arriostramientos en sus extremos y también en su parte central. Durante su construcción la obra mantiene una rigidez estructural que garantiza su seguridad gracias a los arriostramientos centrales.

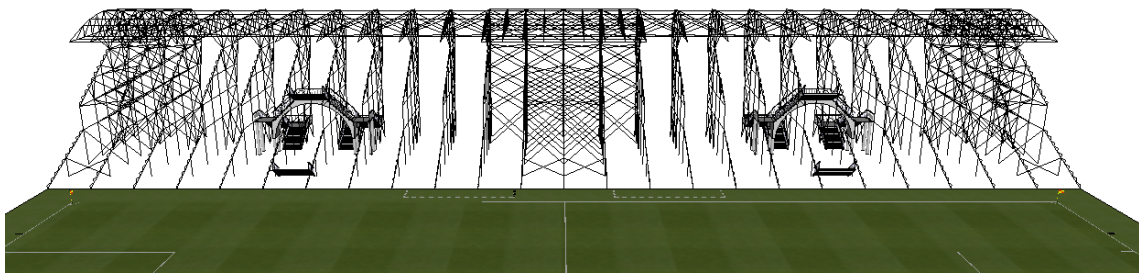


Figura 5.3.4 Distribución de módulos en el lateral sin losas ni cerramientos

Esta distribución permite al público acceder a sus localidades desde dos vomitorios situados ligeramente a los lados del centro. Estas localidades son las mejores situadas. El posicionamiento de escaleras y vomitorios permite una distribución eficiente de los espectadores.

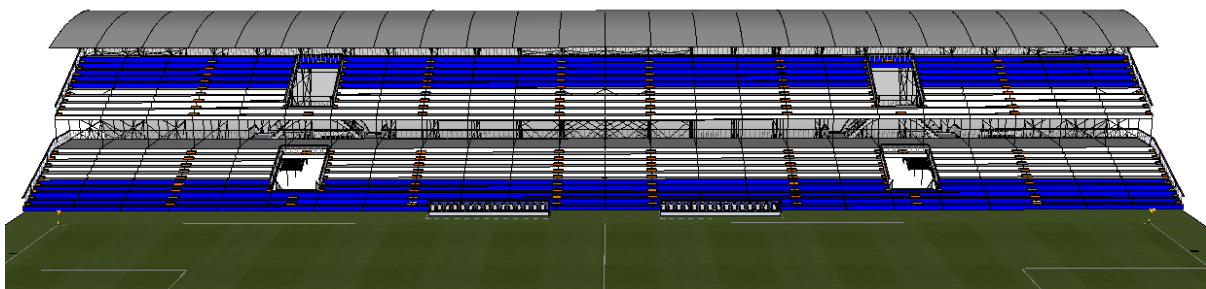


Figura 5.3.5 Distribución de módulos en el lateral

5.4 Elementos externos adquiridos

Para completar la grada es necesario introducir varios elementos externos que se adquieren bajo pedido a empresas especializadas.

A continuación se determinan este tipo de elementos específicos detallando las dimensiones o propiedades necesarias.

5.4.1 Escaleras

Para poder acceder a sus localidades, el público necesita poder salvar la altura comprendida entre el suelo y los vomitorios existentes. Para ello se diseña una compleja escalera a dos niveles que se instala en el interior de los módulos tipo B.

Aprovechando los espacios entre los pórticos se diseña una escalera que permite el acceso tanto al anfiteatro superior, como al pasillo de entreplanta que permite el acceso al anfiteatro inferior.

Esta escalera se realiza en hormigón y sus dimensiones (ver Anexo C) impiden que exista contacto físico entre la estructura metálica de la grada y la escalera. Esto evita las fuerzas que un contacto entre ellas generaría pudiendo debilitar alguna de ellas o incluso ambas.

Para rellenar el espacio entre la grada y la escalera, se recurre a una chapa que permite el movimiento relativo entre ambas estructuras. Esto aporta seguridad de cara al público evitando que de forma accidental se introduzca alguna extremidad entre los posibles espacios.

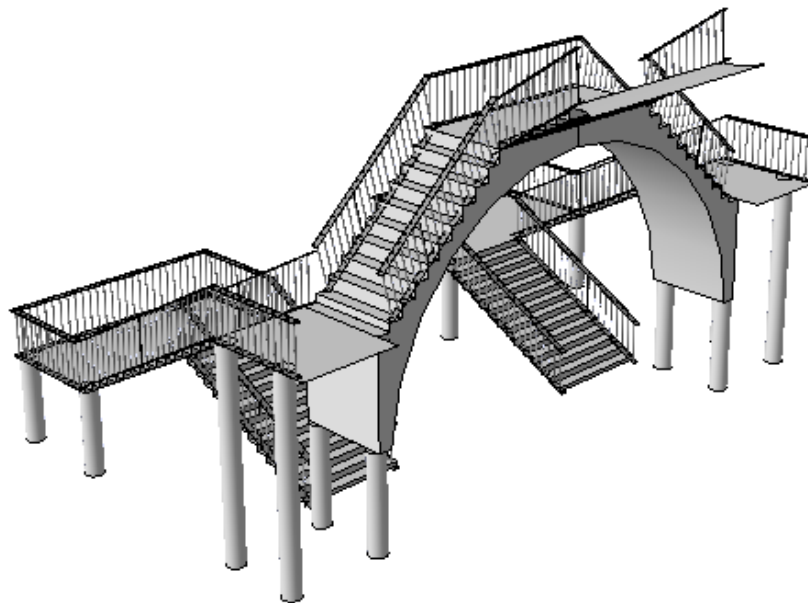


Figura 5.4.1 Vista isométrica de la escalera

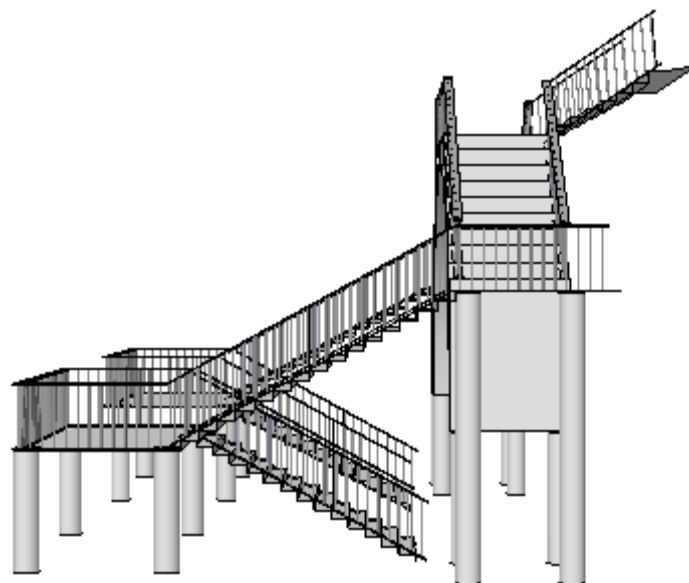


Figura 5.4.2 Vista lateral de la escalera

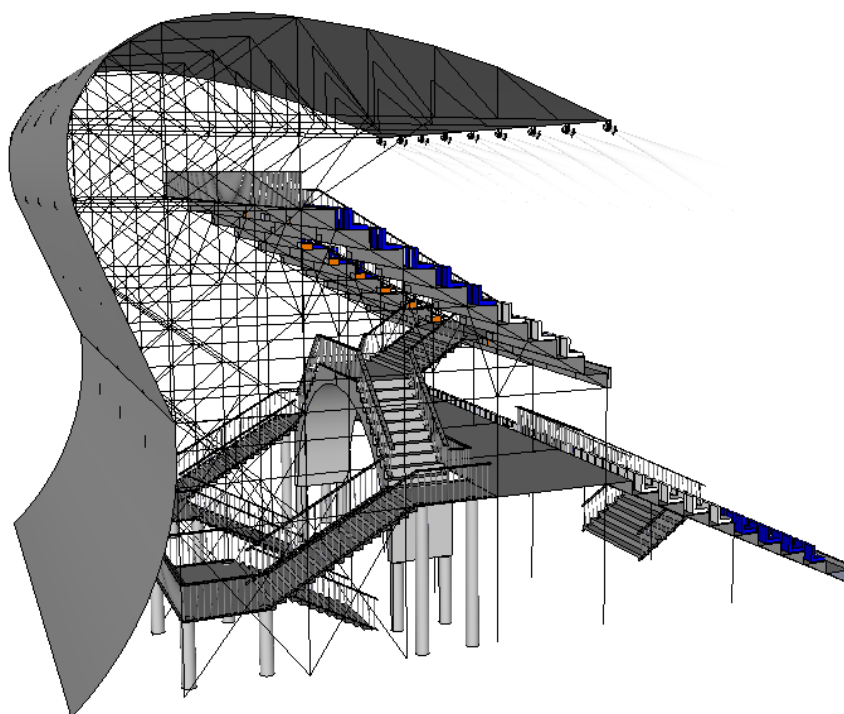


Figura 5.4.3 Escalera alojada en Módulo tipo B

5.4.2 Córners

La unión entre la grada lateral y la grada de fondo se realiza mediante una estructura que no está diseñada para albergar a espectadores.

Para contribuir a una estética atractiva de la fachada del estadio, se aprovecha capacidad de los cerramientos elegidos para ser curvados y así conferir una estructura con una apariencia curvada de 90° .

Esta estructura cuenta con un pasillo de obra que une el pasillo de entreplanta de la grada lateral con la grada de fondo y con una torreta de iluminación.

Tanto el pasillo como la torreta de iluminación se adquieren a una empresa externa bajo pedido, donde las dimensiones del pasillo están especificadas para impedir que exista un contacto físico entre el pasillo y la estructura de las gradas.

El aspecto que adquieren los córners se puede apreciar en las siguientes figuras:

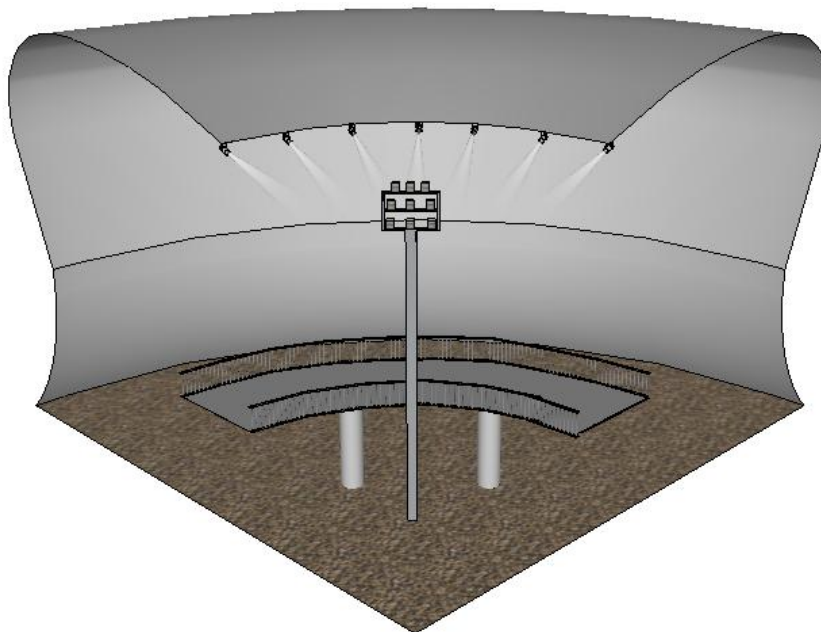


Figura 5.4.4 Vista isométrica estructura para los córners

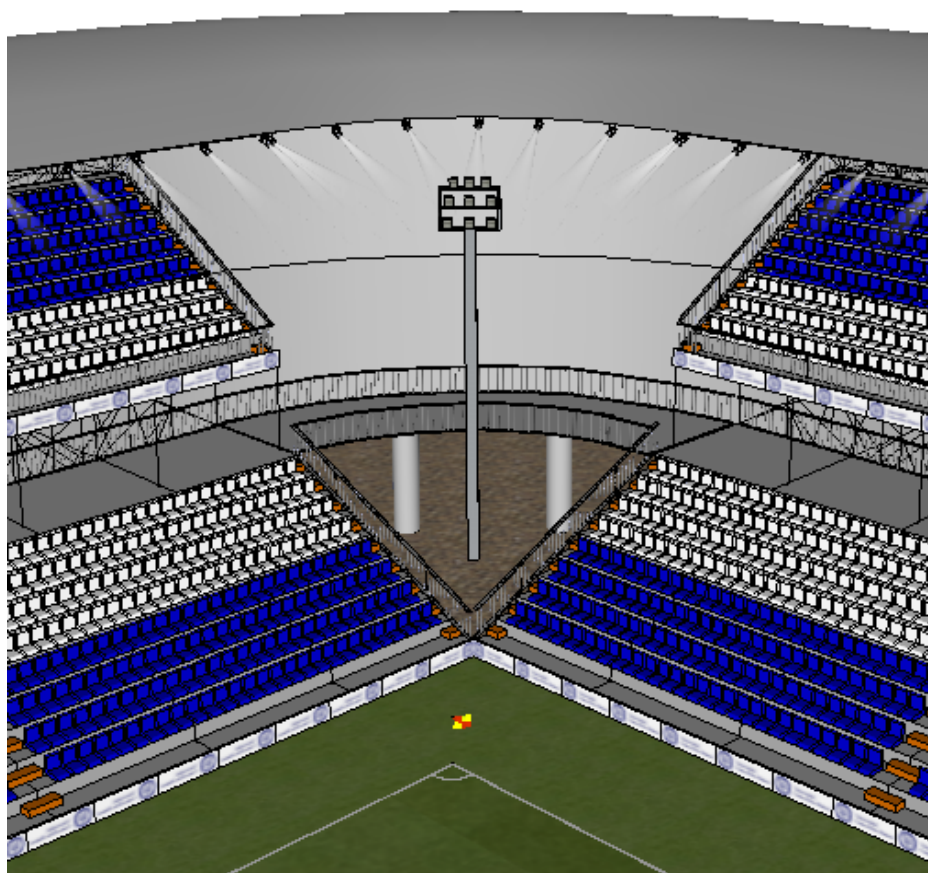


Figura 5.4.5 Ensamblaje estructura para los córners en vista isométrica

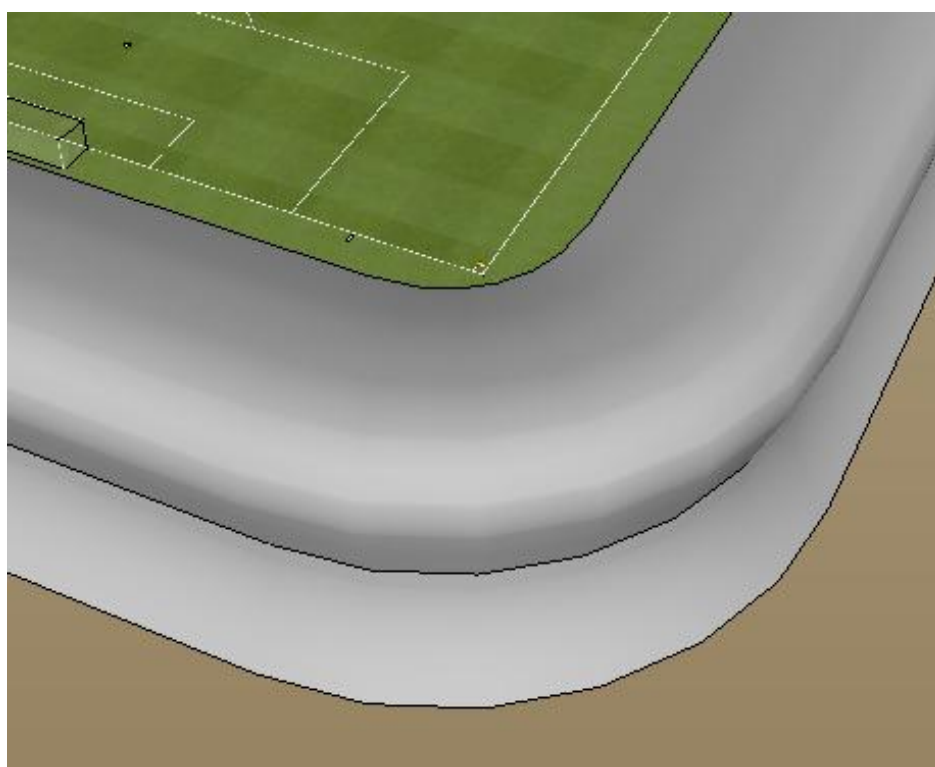


Figura 5.4.6 Vista exterior estructura para los córners

6 Recreación virtual del estadio

Con la ayuda de los soportes informáticos AutoCad y Google Sketchup se realizan las visualizaciones en 2 y 3 dimensiones respectivamente del estadio una vez construido.

Estas recreaciones muestran la disposición y orientación del estadio, así como su integración arquitectónica con el resto de la ciudad y la comparación respecto al estadio actual.

6.1 Orientación del estadio

Siguiendo la normativa FIFA sobre recomendaciones técnicas y requisitos para estadios de fútbol, la orientación del estadio es la que se muestra en la Figura 6.1.1.

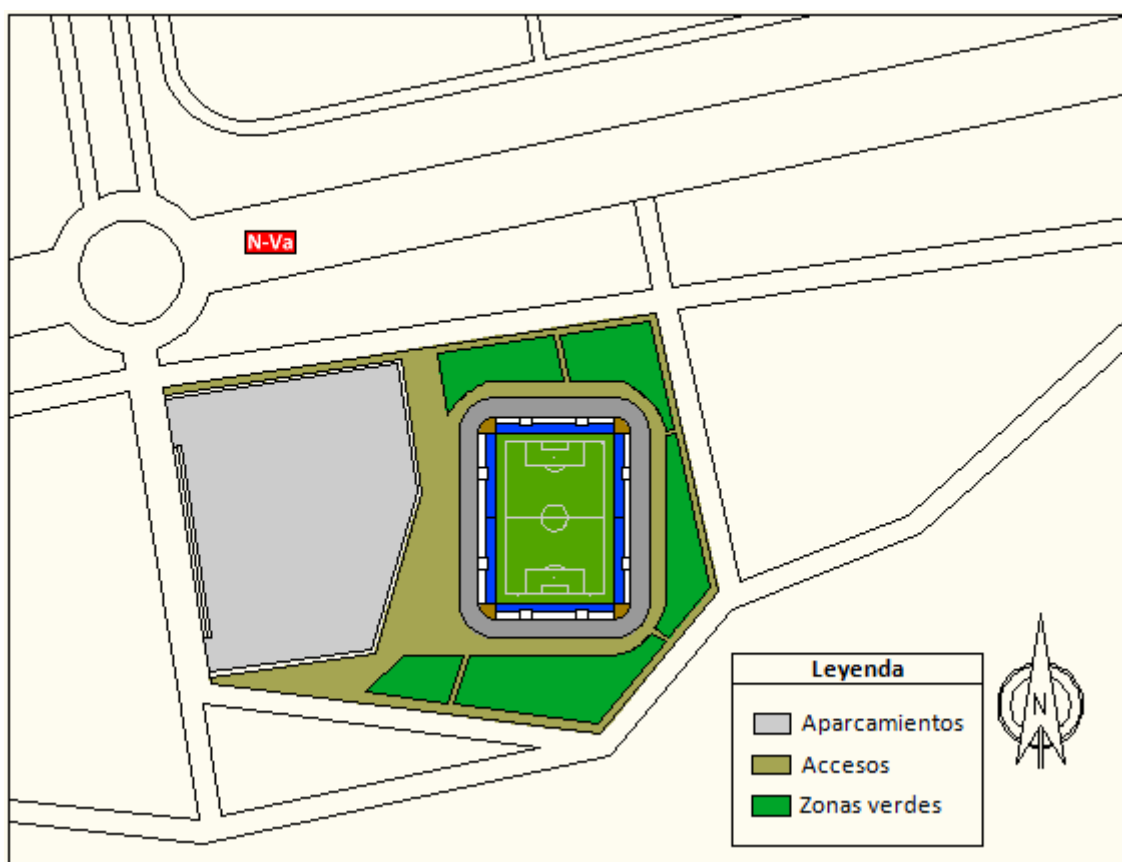


Figura 6.1.1 Vista aérea orientación del estadio

Orientar el estadio de este modo facilita la función de las cámaras de televisión puesto que la acción del sol se reduce. Por otra parte, las horas de sol se aprovechan mejor para que el césped del terreno de juego se encuentre en óptimas condiciones.

La parcela cuenta con una superficie según la Sede Electrónica del Catastro de 116017,95 m². La distribución de la Figura 6.1.1 se recoge en la siguiente tabla:

Tabla 6.1.1 Cuadro de superficies

Cuadro de Superficies	
Superficie del Estadio	20629,43 m ²
Superficie del Aparcamiento	30016,21 m ²
Superficie de las Zonas Verdes	20708,09 m ²
Superficie de Accesos	44664,22 m ²
Superficie Total	116017,95 m ²

6.2 Visualizaciones en 3 dimensiones

Para mostrar la apariencia del estadio una vez ensamblados todos los elementos que la componen, se emplea el software específico de diseño en 3 dimensiones Google Sketchup.

Este soporte informático permite reproducir la geometría a escala del estadio, empleando gran variedad de texturas que genera imágenes realistas y detalladas.

A lo largo de este apartado se muestran las vistas interiores y exteriores del estadio una vez construido.



Figura 6.2.1 Vista fachada principal

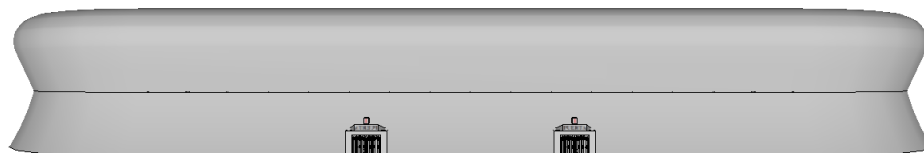


Figura 6.2.2 Vista fachada lateral



Figura 6.2.3 Vista cenital

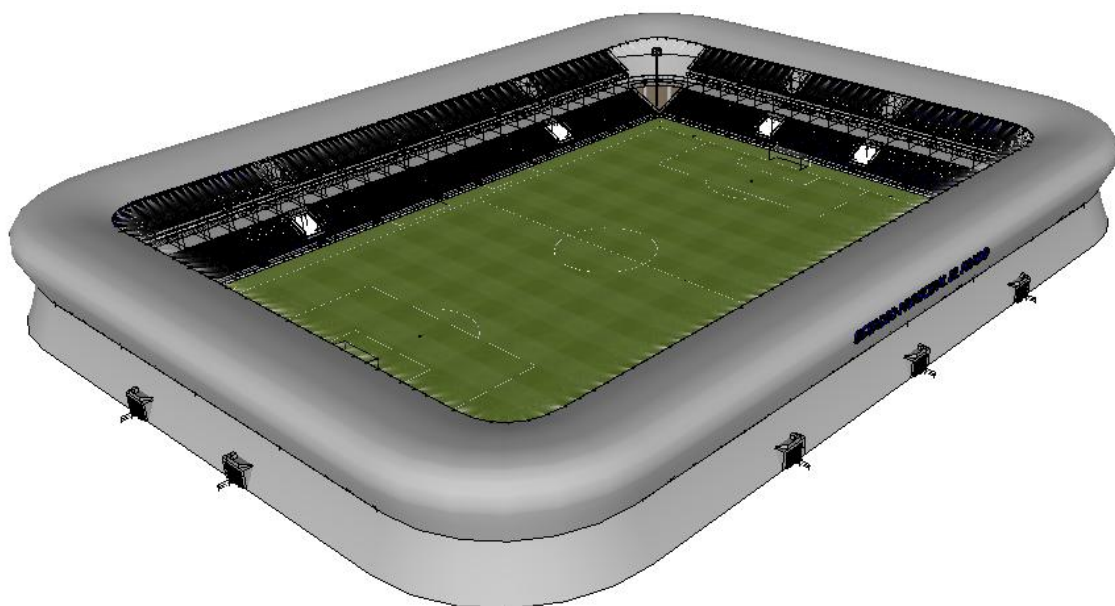


Figura 6.2.4 Vista isométrica



Figura 6.2.5 Simulación partido de fútbol

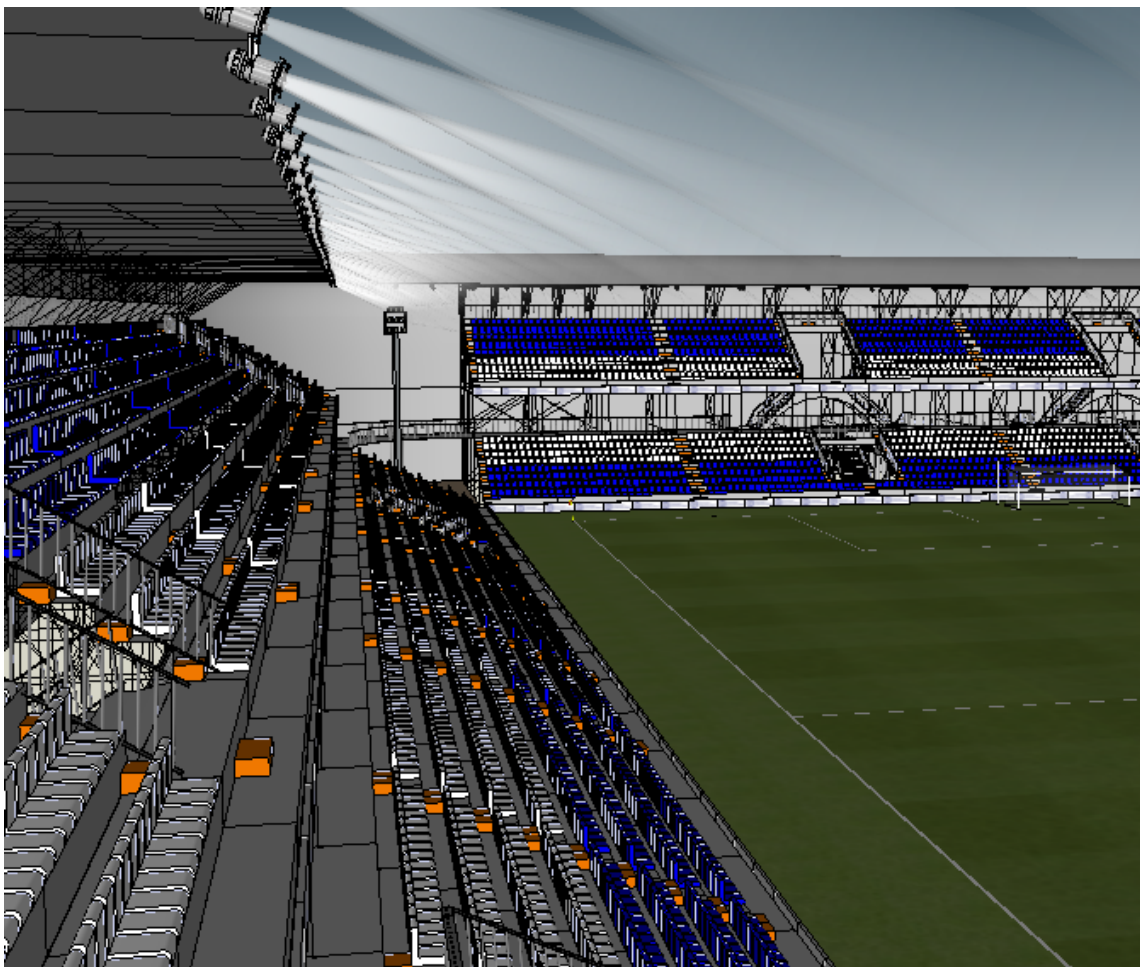


Figura 6.2.6 Vista interior nocturna

6.3 Comparación con el estadio actual

A continuación se exponen tres imágenes tomadas el día 16 de Febrero del año 2014. Estas imágenes se comparan con unas vistas del futuro estadio tomadas desde la misma posición.



Figura 6.3.1 Vista estadio actual posición 1



Figura 6.3.2 Vista futuro estadio posición 1

Comparando las Figuras 6.3.1 y 6.3.2, se aprecia un aumento de aforo generado por el uso de dos anfiteatros.



Figura 6.3.3 Vista estadio actual posición 2

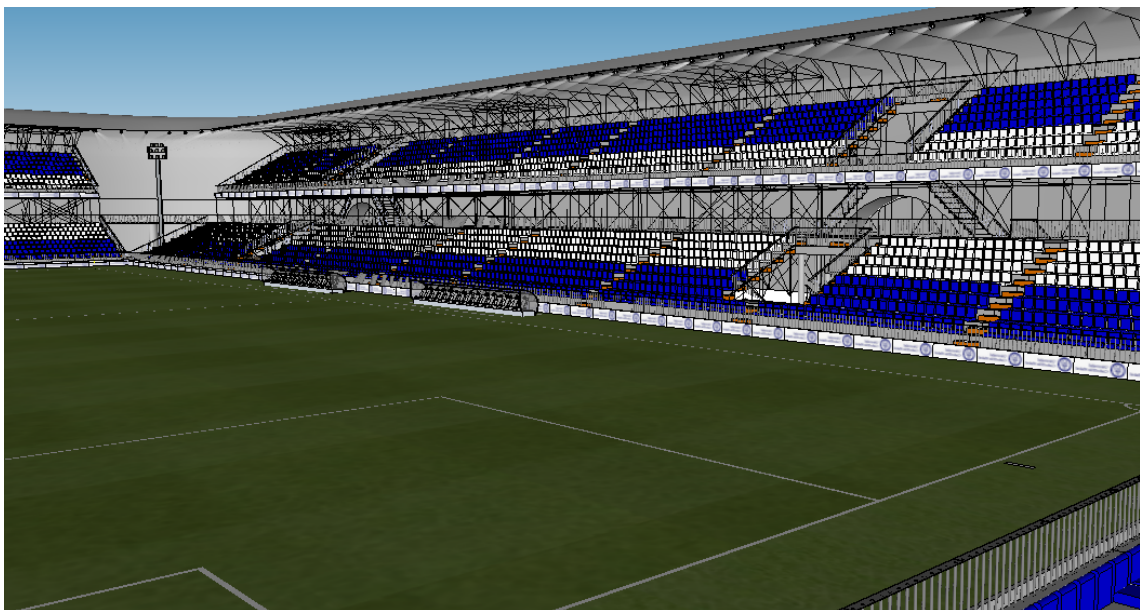


Figura 6.3.4 Vista futuro estadio posición 2

Las Figuras 6.3.3 y 6.3.4 muestran la distribución más eficiente de escaleras en el nuevo estadio. Esta distribución facilita el desplazamiento de los espectadores a lo largo de la grada así como su desalojo, siendo éste más rápido y seguro.



Figura 6.3.5 Vista estadio actual posición 3

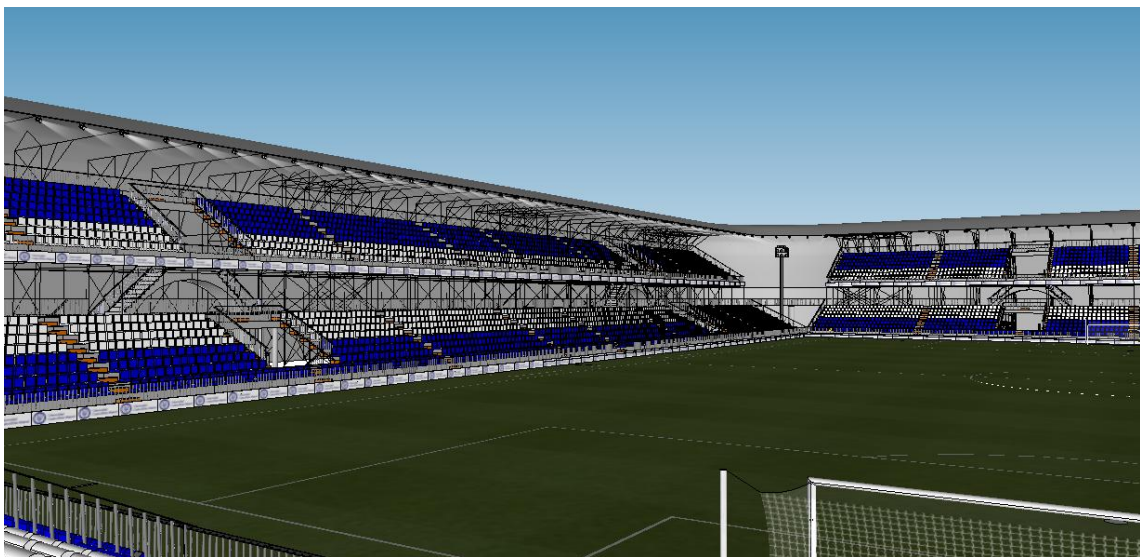


Figura 6.3.6 Vista futuro estadio posición 3

El estadio actual no presenta un aspecto uniforme de sus gradas tal y como se muestra en la Figura 6.3.5.

Sin embargo la apariencia del nuevo estadio presenta una homogénea distribución del graderío tanto en sus laterales como en la zona de los fondos.

7 Conclusiones

En este proyecto se ha diseñado y calculado una grada metálica con visera protectora para un estadio de fútbol. Para ello se han empleado los códigos comerciales CYPE-METAL 3D y ABAQUS. El proyecto se ha realizado acorde al código técnico de la edificación actual, las conclusiones destacadas a modo de resumen son las siguientes:

- El estadio se ha diseñado y calculado para su ubicación en la ciudad de Talavera de la Reina (Toledo). El motivo del diseño de un nuevo estadio es ocasionado por el deterioro de las instalaciones del estadio actual y las desventajas de su actual ubicación.
- Escoger una estructura metálica para llevar a cabo esta construcción acorta los plazos de obra, puesto que se pueden realizar operaciones como uniones soldadas en taller y desplazarse al lugar de la obra a efectuar las tareas de montaje. Por otra parte, las futuras obras de ampliación o remodelación son más accesibles que si de una estructura de hormigón se tratase.
- Se dimensionan todas las barras que intervienen en la estructura con perfiles normalizados de las series:
 - HEB: para todos los pilares.
 - IPN: para el resto de barras.
- Los resultados obtenidos se analizan dando lugar a unos valores coherentes. Lo que implica que pese a tratarse de un ejercicio teórico, se podría llevar a la práctica tras realizar las pertinentes modificaciones que se estimasen oportunas llegado el caso.
- Todos los requisitos detallados a lo largo de los Capítulos 1 y 2 han sido logrados con éxito a la conclusión del proyecto.
- La puesta en marcha de este proyecto dota a la ciudad de unas instalaciones modernas acordes a los requerimientos socio-económicos que una ciudad de tamaño medio puede exigir. El uso del estadio se presta a cualquier tipo de evento que necesite concentrar a un número elevado de personas.
- El estadio diseñado tiene una capacidad de 10.688 espectadores. Esto significa doblar la capacidad del estadio actual.
- El emplazamiento del nuevo estadio facilita el acceso de grandes masas de público puesto que se encuentra en una parcela que cuenta con una superficie de 30016,21 m² destinada a aparcamientos.
- Por último destacar la ausencia de presupuesto final. Las razones son la política de las empresas que trabajan con los principales materiales utilizados. Dichas políticas buscan obtener ventaja respecto a sus competidores protegiendo los presupuestos



de sus materiales. Con estas medidas de defensa frente a posibles casos de espionaje industrial, resulta prácticamente imposible elaborar un presupuesto detallado con valores reales acorde a lo que supondría ejecutar la obra.

8 Trabajos futuros

A continuación se recopilan algunas alternativas atendiendo a las ventajas que proporciona la estructura metálica de cara a futuras obras de mantenimiento o de mejora del estadio.

8.1 Estadio cubierto en su totalidad

Para dotar de mayor versatilidad a los estadios de nueva generación, una opción muy extendida es diseñar cubiertas que cubren total o parcialmente el terreno de juego.

Disponer de una cubierta con paneles translúcidos como los que se muestran en la Figura 8.1.1 permite proteger de la lluvia y de la nieve tanto a los espectadores como al terreno de juego permitiendo la entrada de luz solar.

Una solución particularizada para la ciudad de Talavera de la Reina es sustentar dicha cubierta mediante unos tirantes que la conectan dos arcos. Esta disposición evita modificar la estructura de la grada y mantiene una armonía arquitectónica con el resto de la ciudad.

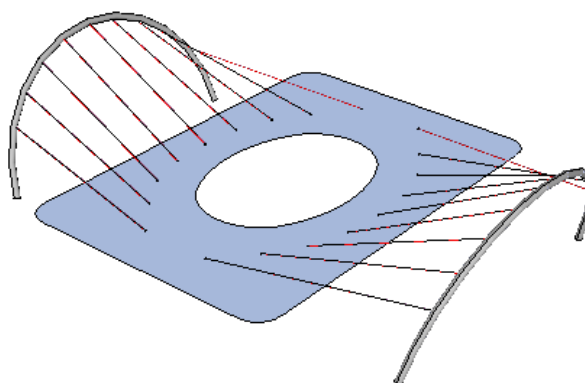


Figura 8.1.1 Estructura para cubrir totalmente el estadio

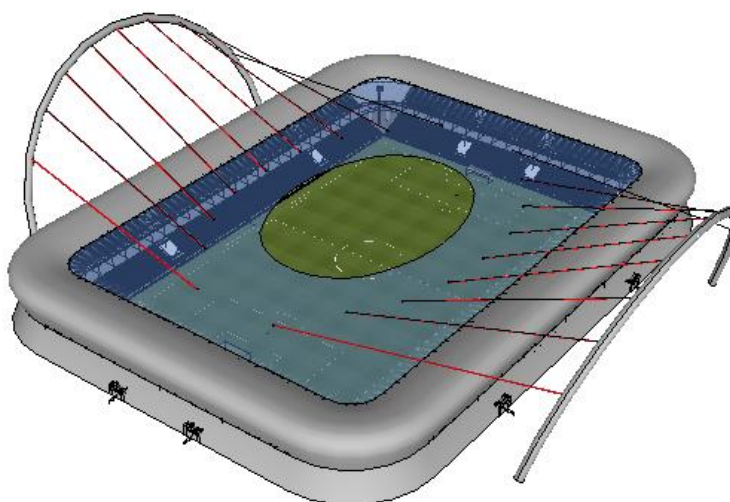


Figura 8.1.2 Instalación cubierta total del estadio



Figura 8.1.3 Vista fachada principal con cubierta total



Figura 8.1.4 Vista fachada lateral con cubierta total

8.2 Ampliación de capacidad

La ventajas que presentan la estructura metálica, los cerramientos y la situación del futuro estadio, facilitan considerablemente el proceso de ampliado.

Para llevar a cabo esta ampliación es recomendable retirar los cerramientos y añadir un tercer anfiteatro.

Incorporar un tercer anfiteatro requiere elaborar un nuevo documento similar al presente proyecto. El objetivo de este hipotético proyecto es evaluar si se puede añadir un tercer anfiteatro manteniendo la estructura calculada, o si se requiere incorporar algún refuerzo que garantice su seguridad.

8.3 Rampas para discapacitados

Con vistas a facilitar el acceso a personas discapacitadas, se contempla la posibilidad de incluir en un futuro unas rampas de hormigón.

Estas rampas cuentan con la inclinación adecuada para permitir el acceso al estadio con sillas de ruedas.

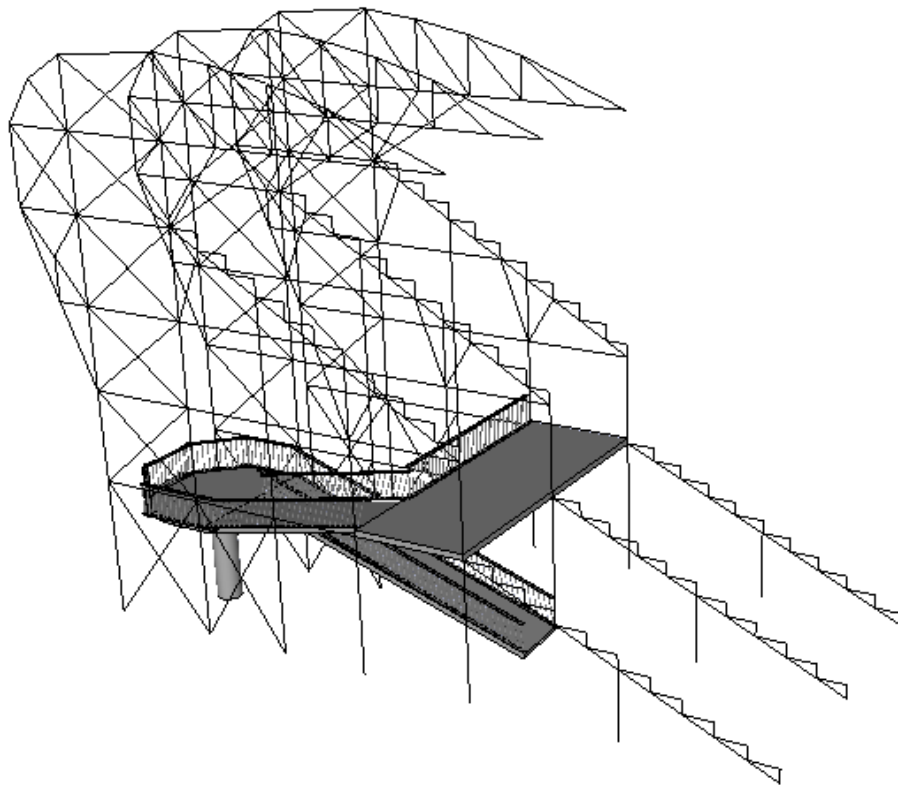


Figura 8.3.1 Rampas para acceso de discapacitados



9 Referencias bibliográficas

Para realizar este proyecto los principales documentos consultados han sido:

- [1] http://www.unavarra.es/personal/victor_dominguez/resonancias.html Documento que recoge diferentes casos de estructuras que han presentado problemas por la frecuencia de resonancia.
- [2] http://www.buenosaires.gob.ar/areas/med_ambiente/apra/prensa/archivos/informes/info_uba_river.pdf Documento que especifica los problemas generados por el estadio de River Plate.
- [3] http://es.fifa.com/mm/document/tournament/competition/espanol_1794.pdf Documento redactado por Fifa especificando los requisitos y recomendaciones técnicas de los estadios.
- [4] <http://www.codigotecnico.org/web/recursos/documentos/> Acceso virtual al Código Técnico de la Edificación.
- [5] <http://es.scribd.com/doc/176819045/Las-Medidas-en-Arquitectura-PDF> Versión online del libro “Las medidas en Arquitectura” donde se contemplan medidas y distancias que facilitan la ergonomía en construcciones tales como altura de escalones y anchura de pasillos.
- [6] Madueño Tajuego, Héctor. *Diseño y análisis de un remolque para tres motocicletas*. Proyecto fin de carrera. Madrid: Universidad Carlos III de Madrid.
- [7] Recio Fernández, Fernando. *Cálculo de nave industrial mediante CYPEMETAL 3D clásico para almacenamiento de materiales de construcción*. Proyecto fin de carrera. Madrid: Universidad Carlos III de Madrid.
- [8] Ruiz de Agüero Anaya, Carlos. *Cálculo estructural con NUEVO METAL 3D: aplicación a una nave industrial con entreplanta, puente grúa y cubierta fotovoltaica*. Proyecto fin de carrera. Madrid: Universidad Carlos III de Madrid.

ANEJO A Cargas, combinaciones de cargas y estudio térmico

Las cargas identificadas a lo largo del Capítulo 2.5 son siguientes:

- Cargas permanentes.
- Sobrecarga de uso.
- Viento.
- Nieve.
- Incrementos de temperatura.

A lo largo del siguiente Anexo se detalla cómo se efectúa el cálculo de cada una de ellas.

Cargas permanentes

Dentro de este tipo de carga se distinguen tres tipos, peso propio, losas de hormigón y cerramientos.

El cálculo del peso propio de los perfiles se obtiene de forma automática puesto que CYPE al calcular la estructura actualiza este valor.

El peso que aportan a la estructura las losas de hormigón y los cerramientos se calcula con los datos que facilita el fabricante (ver Tablas 2.4.2 y 2.4.3).

Losas de hormigón

Todas las losas empleadas en la grada tanto para el pasillo de entreplanta como para las losas con tabica, tienen un espesor de 0,2 metros y cubren una distancia de 5 metros.

- Densidad del hormigón $\rho_{Hormigón} = 2400 \text{ kg/m}^3$

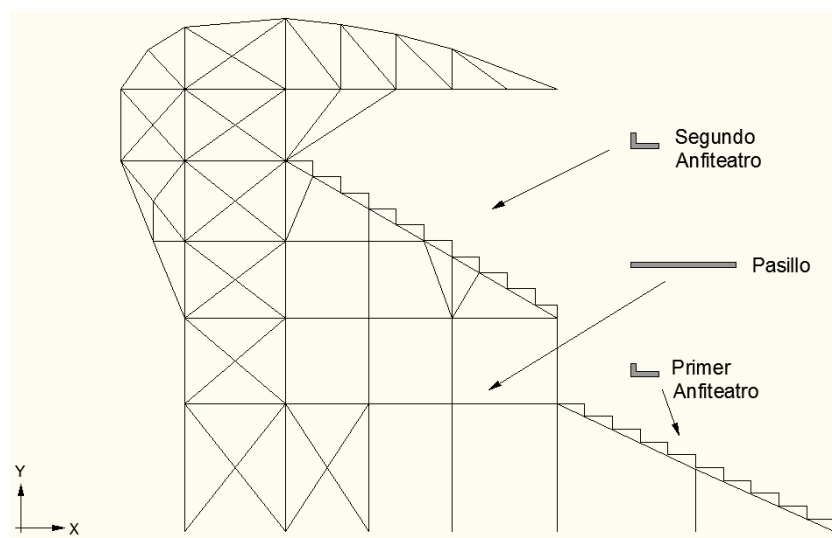


Figura A.1 Ubicación de losas de hormigón en la estructura

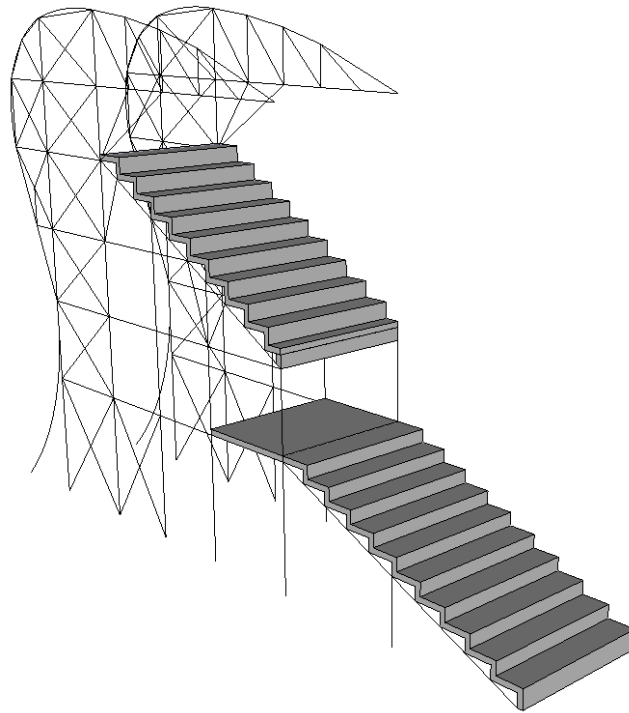


Figura A.2 Ubicación de losas de hormigón en la estructura vista 3D

Atendiendo a la geometría de las losas empleadas (ver Figuras A.3 y A.4), la carga originada por los componentes de hormigón se calcula con la expresión:

$$q_{\text{Hormigón}} = \rho_{\text{Hormigón}} \cdot \text{Área} \cdot 9.81 \quad (\text{Ec. A1})$$

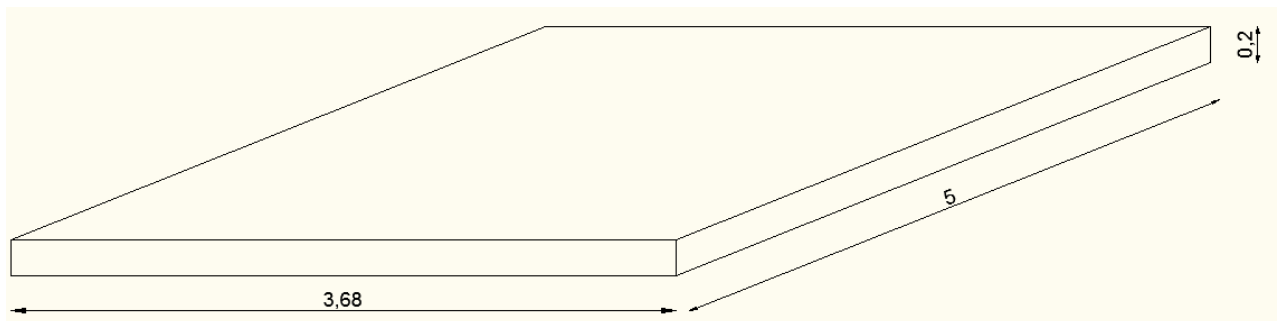


Figura A.3 Vista 3D losa de hormigón pasillo entreplanta

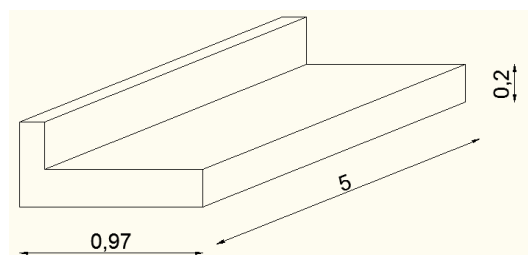


Figura A.4 Vista 3D losa alveolar con tabica

Por tanto:

$$q_{\text{Hormigón}} = \rho_{\text{Hormigón}} \cdot \text{Área} \cdot 9.81 = 23.544 \text{ kN/m} \quad (\text{Ec. A2})$$

Cerramientos

Del mismo modo se calcula la carga que supone el cerramiento.

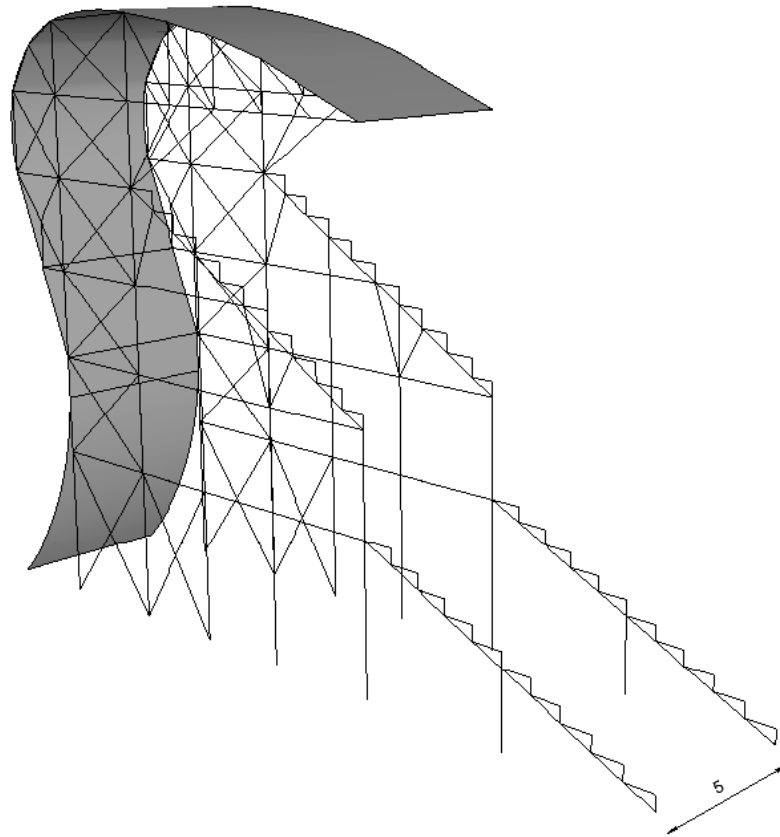


Figura A5 Ubicación de cerramientos vista 3D

El valor de la carga que aporta el cerramiento se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{\text{Cerramiento}} = 7.93 \text{ kg/m}^2 \cdot 5\text{m} \cdot g = 388,57 \text{ N/m} \quad (\text{Ec. A3})$$

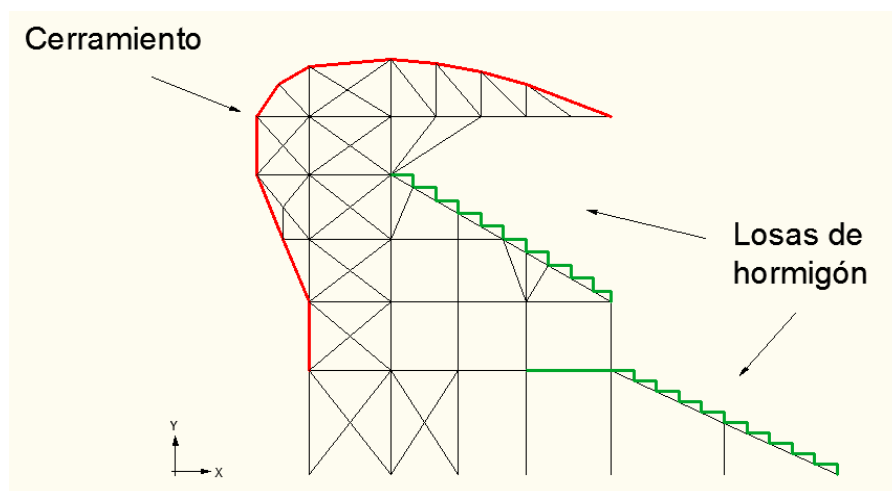


Figura A6 Aplicación de cargas permanentes

Sobrecarga de uso

Las situaciones que se contemplan en esta carga son dos posibles comportamientos del público que se aloja en el estadio.

Comportamiento del público tipo 1

Este comportamiento contempla la situación de estadio en aforo completo.

De acuerdo con las categorías de uso así como las sub categorías de uso que recomienda el CTE, se asignan los valores de la carga uniforme que debe aplicarse para cada caso concreto según la Tabla A.1.

Tabla A.1 Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

La estructura pertenece a la categoría de uso C y dentro de las subcategorías, queda englobada en la C5, por tanto el valor para la carga uniforme que genera el público $q_{p,h.1}$, adquiere un valor de 5 kN/m².

$$q_{p,h.1}=5 \text{ kN/m}^2$$

Comportamiento del público tipo 2

Este comportamiento es conjetural, se estima el comportamiento del público en el estadio en caso de lluvia.

Debido a la geometría de la grada, en caso de una lluvia perfectamente vertical, los espectadores situados en el segundo anfiteatro gozan del resguardo de la cubierta. Los espectadores que se sitúan en el primer anfiteatro quedarán expuestos a la intemperie.

Para contemplar esta posibilidad, se multiplica por un coeficiente de seguridad la carga calculada en la hipótesis de 1 para incrementar el valor de ésta y suponer que el público se aglutina en las zonas que garantizan protección frente a la lluvia.

$$C.S.=1,5$$

$$q_{p,h.2}=5 \cdot 1,5=7,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ec. A4})$$

En las siguientes Figuras se especifica dónde y cómo se contemplan estos distintos casos de carga:

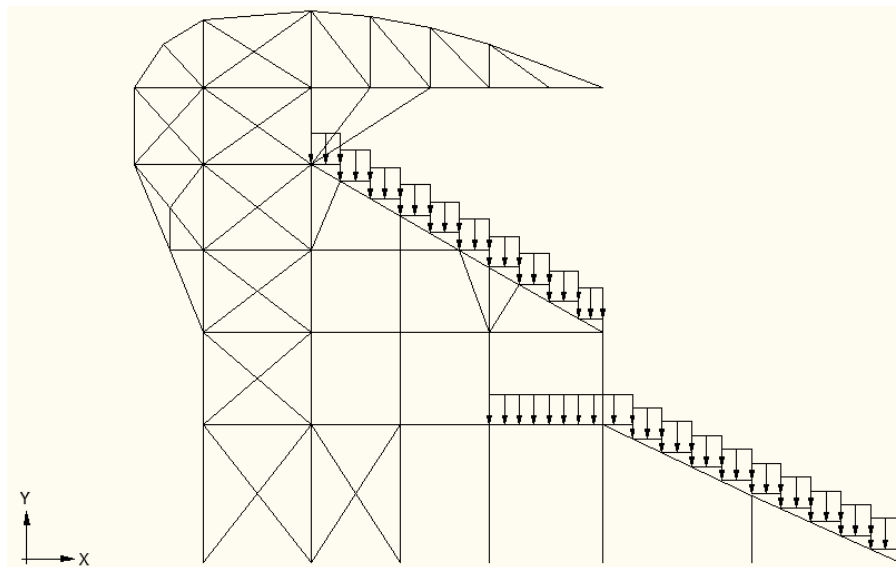


Figura A.7 Aplicación sobrecarga de uso comportamiento tipo 1

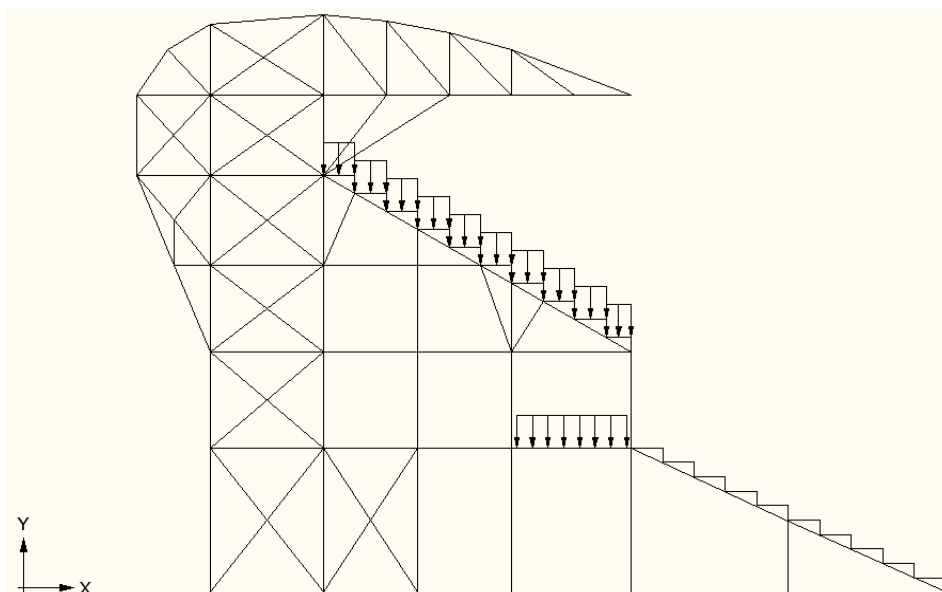


Figura A.8 Aplicación sobrecarga de uso comportamiento tipo 2

Viento

La acción del viento, en general, se representa mediante una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e . Esta carga puede expresarse con la expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (\text{Ec. A5})$$

Donde las componentes que intervienen se explican en el Capítulo 2.5.3.

Cálculo de la presión dinámica del viento (q_b)

Para cualquier punto del territorio español su valor puede aceptarse de 0.5 kN/m^2 . No obstante, siguiendo el Anejo D del documento básico anteriormente citado en su epígrafe D.1, se indica que para construcciones situadas en la zona eólica A (en la que se encuentra Talavera de la Reina), el correspondiente valor de la presión dinámica es de $0,42 \text{ kN/m}^2$.

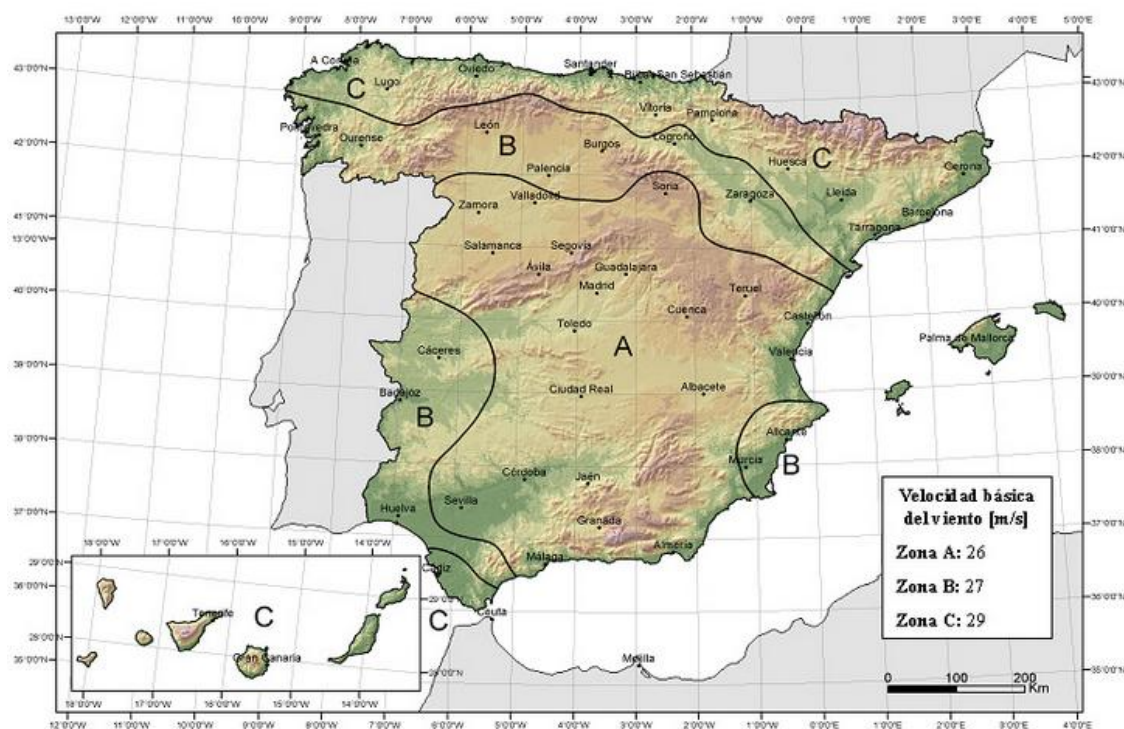


Figura A.9 Valor básico de la velocidad del viento para el territorio español

Cálculo del coeficiente eólico o de presión (c_p)

Se determina el valor del coeficiente eólico o de presión c_p , mediante el subepígrafe 3.3.5 del CTE-DB-SE -AE donde se establecen las pautas para calcular el coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanos.

El apartado 1 del subepígrafe 3.3.5 especifica que si el área total de los huecos excede el 30% del lado considerado (tanto en alzado como en perfil), debe considerarse la estructura como una marquesina o una pared libre. En la Figura A.10 se demuestra que el área total de huecos excede el 30% aconsejado.

El perfil de ambos tipos de módulos es idéntico y al carecer de cerramientos laterales, se considera hueco predominante.

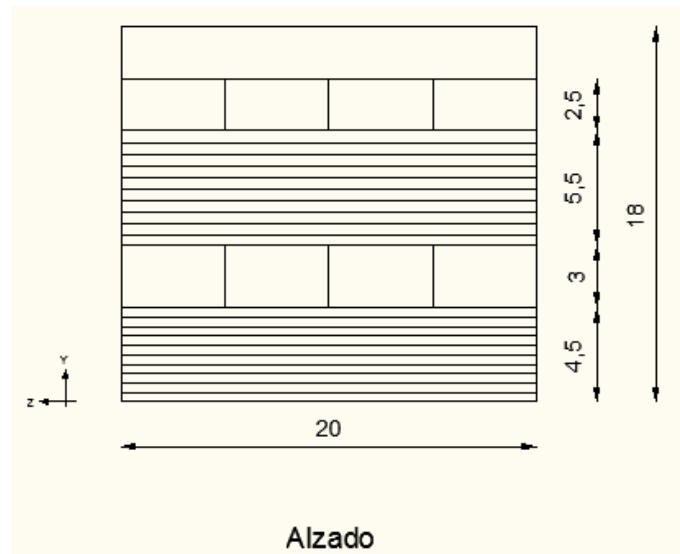


Figura A.10 Alzado acotado de los huecos existentes en un módulo tipo A o tipo B

- **Área total** = $18 \cdot 20 = 360 \text{ m}^2$
- **Área de los huecos superior e inferior** = $20 \cdot (2,5 + 3) = 110 \text{ m}^2$

El porcentaje que representan los huecos sobre el área total es de un 30.55%.

El valor del coeficiente de presión se obtiene tratando como marquesina o pared libre a la estructura.

A efectos del cálculo de la estructura, optando por una solución que se decanta del lado de la seguridad, se utiliza la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.2 del CTE DB SE-EA.

En la Tabla D.9 del Anejo D del CTE DB SE-EA, se tabulan los valores para el coeficiente de presión exterior para una marquesina a 2 aguas en función de la inclinación de incidencia del viento atendiendo a su zona eólica (en este caso zona eólica A).

Por último, para efectuar con éxito el estudio de la acción del viento, se determinan dos direcciones de incidencia del viento ortogonales entre sí para validar el estudio de carga de viento.

Los valores del coeficiente c_p para dos direcciones ortogonales entre sí, los valores son: 0,8 y (-1,4).

Cálculo del coeficiente de exposición (c_e)

El coeficiente de exposición c_e tiene en cuenta los efectos de las turbulencias generadas por el relieve del terreno colindante. Su valor se puede tomar de la Tabla 3.3 del CTE SE-AE.

Atendiendo al grado de aspereza del entorno, el valor del coeficiente de exposición es de 1,9.

Por tanto para dos direcciones ortogonales entre sí el valor de la carga producida por el viento es de:

$$q_{e1} = 0,63 \text{ kN/m} \quad q_{e2} = -1.11 \text{ kN/m}$$

Nieve

Esta carga se modeliza como una carga en dirección vertical y su valor se determina conociendo que la distribución y la intensidad de ella sobre un edificio, en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno así como de la forma de la cubierta.

Siguiendo las recomendaciones del CTE en el apartado 3.5 del Documento Básico SE-AE se calcula el valor de la carga de nieve.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (\text{Ec. A6})$$

Donde las componentes que intervienen se explican en el Capítulo 2.5.4.

Cálculo del coeficiente de forma (μ)

Por motivos geométricos de la cubierta, atendiendo al apartado 3.5.3 del CTE, se obtienen tres valores diferentes del coeficiente de forma (μ_1, μ_2 y μ_3):

Debido a que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, y que la inclinación de estos tramos de cubierta es inferior a 30° , el factor de forma para estos tramos adquiere el valor de $\mu_1 = 1$.

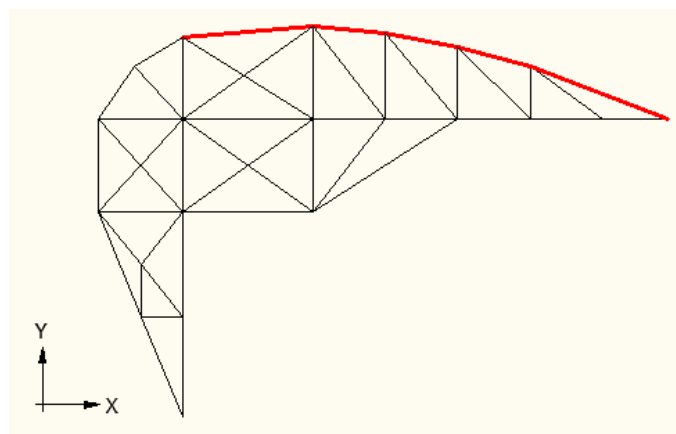


Figura A.11 Factor de forma 1 en cubierta

Debido a que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, y que la inclinación de los tramos de cubierta en estos tramos está comprendida entre 30° y 60° , los factores de forma μ_2 y μ_3 se obtienen al interpolar linealmente el valor de los ángulos que forman con la horizontal sabiendo que para 30° su valor es 1 y para 60° su valor es 0.

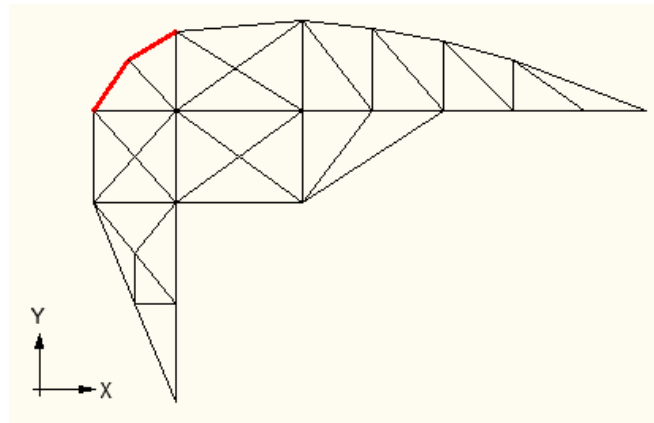


Figura A.12 Factor de forma 2 y 3 en cubierta

Realizando una interpolación lineal para cada tramo se obtienen los valores de μ_2 y μ_3 :

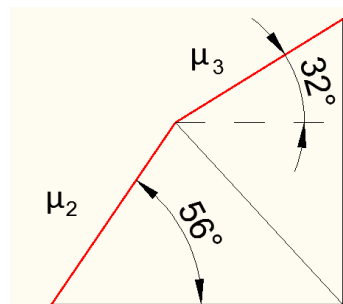


Figura A.13 Geometría cubierta para cálculo de factores de forma 2 y 3

Finalmente, los valores para los factores de forma μ_2 y μ_3 son:

$$\mu_2 = 0.133$$

$$\mu_3 = 0.933$$

Cálculo del valor característico de la carga de nieve (s_k)

La localidad donde se pretende situar la grada es Talavera de la Reina.

Esta localidad está por debajo de los 1000m de altitud, atendiendo a la tabla 3.5.2 del CTE, se obtiene el valor de Toledo para el valor característico de la carga de nieve sobre terreno horizontal.

Por tanto su valor es: $s_k=0.5 \text{ kN/m}^2$

El valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n , adquiere el siguiente valor para los diferentes tramos que conforman la cubierta:

$$q_{n1}=0.5 \cdot 1=0.5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ec. A7})$$

$$q_{n2}=0.5 \cdot 0.133=0.0665 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ec. A8})$$

$$q_{n3}=0.5 \cdot 0.933=0.4665 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ec. A9})$$

La distribución de la carga ejercida por la nieve sobre la cubierta del graderío queda de la siguiente forma:

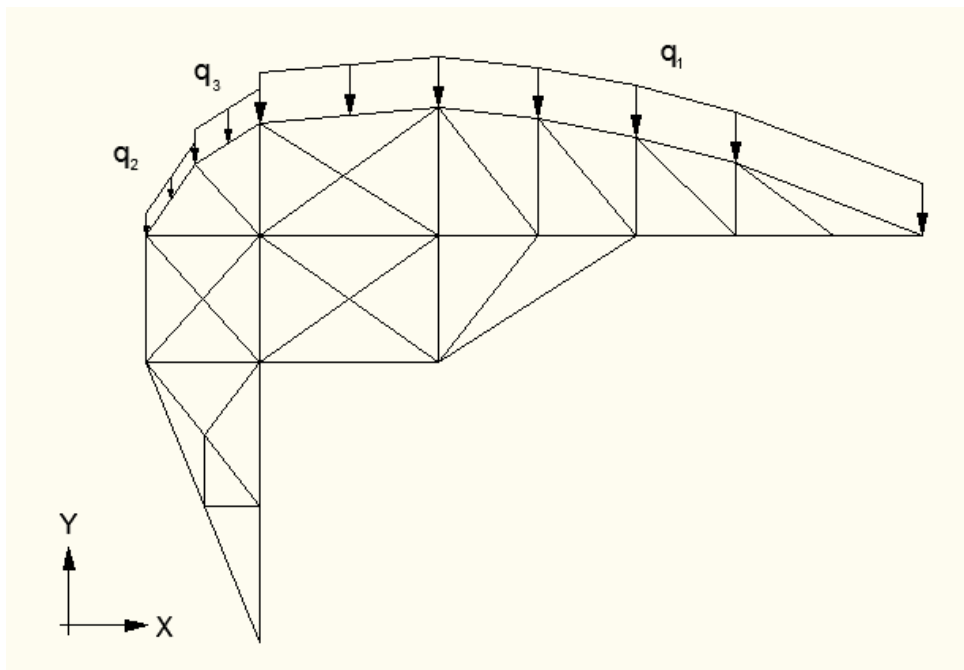


Figura A.14 Aplicación carga de nieve en cubierta

Incremento de temperatura

El incremento de temperatura del ambiente en el que se ubica el estadio debe ser analizado mediante un estudio previo.

Este incremento supone una carga adicional que genera un desplazamiento que debe tenerse en cuenta a la hora de analizar los desplazamientos que sufre la estructura.

Uno de los motivos principales por el que se presta especial atención a esta carga, es porque se debe asegurar que la estructura y la escalera no entren en contacto en ningún momento. Por tanto es necesario evaluar si los factores térmicos pueden hacer que ambas estructuras entren en contacto.

Para realizar el estudio es necesario localizar la ubicación geográfica del estadio. Obteniendo los datos oficiales registrados en la Agencia Estatal de Meteorología, se consigue el perfil de temperaturas registrado a lo largo de los últimos 5 años en Talavera de la Reina.

El perfil se muestra en la Figura A.15.

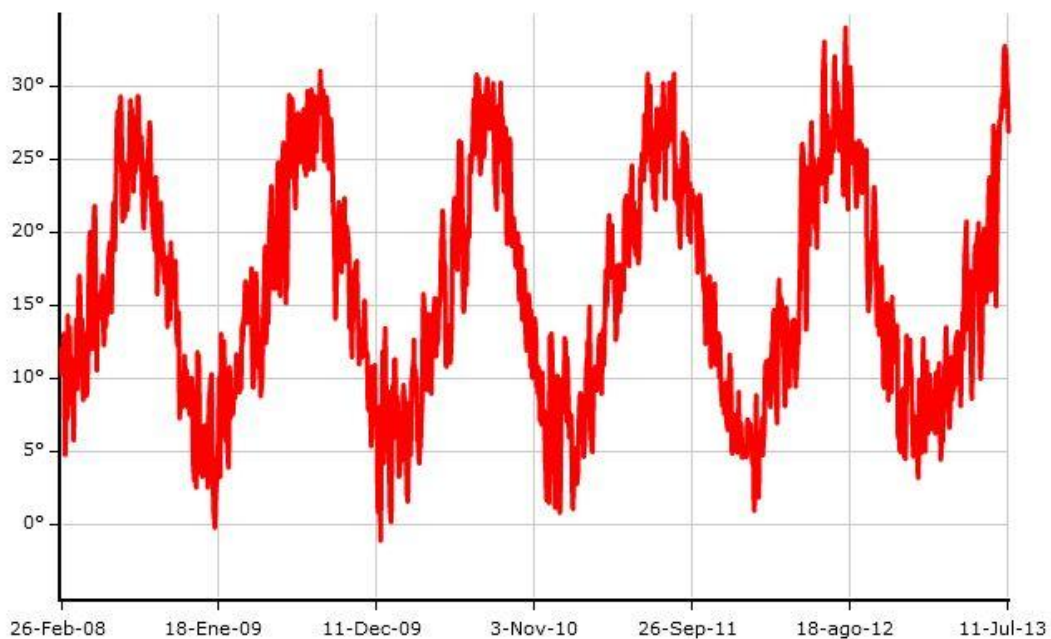


Figura A.15 Registro del perfil de temperaturas en Talavera de la Reina.

Partiendo del gráfico mostrado en la Figura A.15 y realizando una aproximación, se asumen unos valores cíclicos constantes y se modeliza la temperatura media anual de Talavera de la Reina de forma sinusoidal tal y como muestra la Figura A.16.

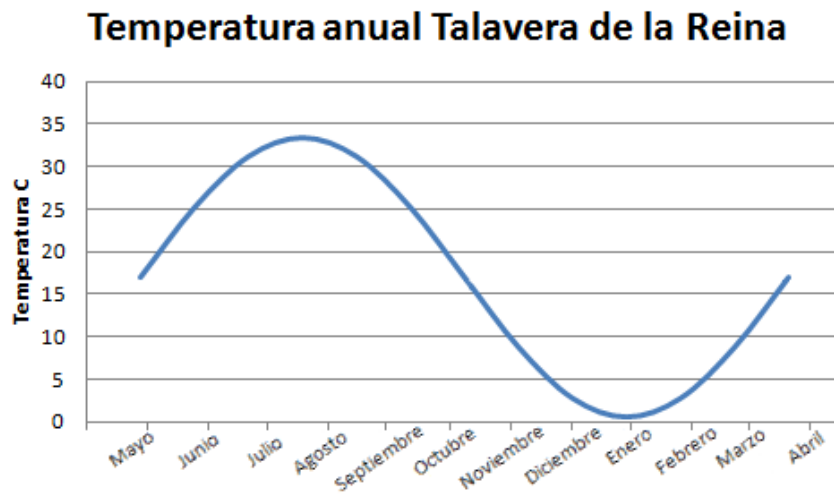


Figura A.16 Modelización sinusoidal del perfil de temperatura anual en Talavera de la Reina

La temperatura máxima se alcanza en los meses de Julio y Agosto, donde oscila en torno a los 33 °C. La temperatura mínima se obtiene en el mes de Enero y su valor es de 1 °C.

Con estos datos y observando el perfil de temperaturas que muestra la Figura A.16, la temperatura media sería de 17 °C.

El momento óptimo para construir la obra, es en los meses de Mayo u Octubre puesto que los incrementos de temperatura que sufre la estructura son minimizados, reduciendo así el desplazamiento de la estructura provocados por los incrementos de temperatura.

Estos incrementos adquieren los siguientes valores:



Figura A.17 Incrementos de temperatura

Tal y como queda demostrado en la Figura A.17, la decisión más efectiva es iniciar la construcción en los meses de Mayo y Octubre, puesto que se consigue minimizar el valor del incremento de temperatura (ΔT).

Para efectos de cálculo el incremento de temperatura toma un valor de: $\Delta T_1 = \Delta T_2 = 16\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Los desplazamientos que experimenta el pórtico cuando se somete a una variación de la temperatura de 16 grados se observan en la Figura A.18.

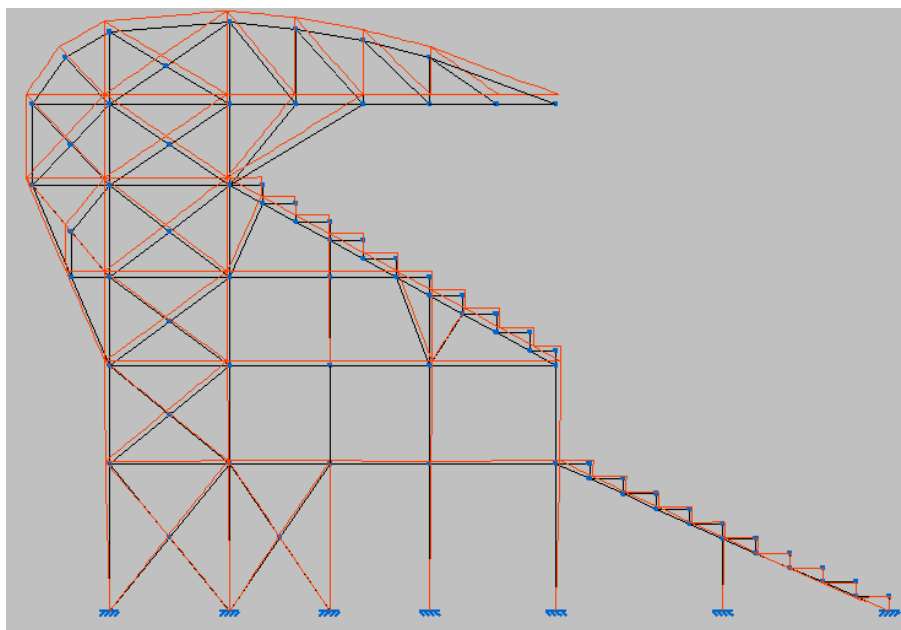


Figura A.18 Deformada del pórtico al aplicar un incremento de temperatura

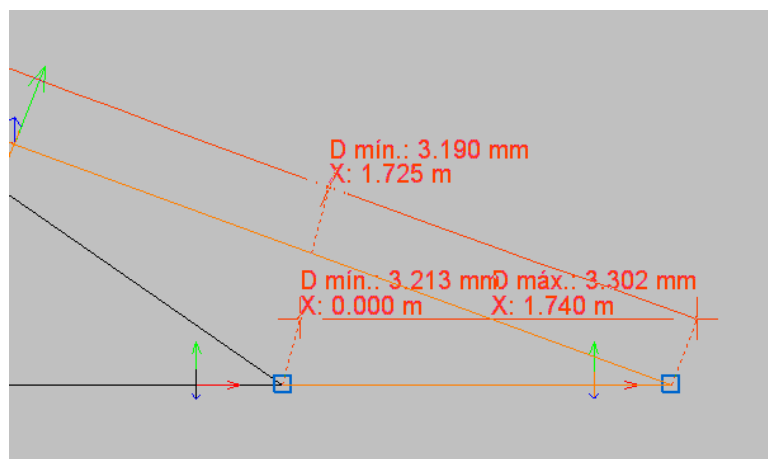


Figura A.19 Máxima deformación del pórtico al aplicar incremento de temperatura

Se considera un valor elevado de desplazamientos, por tanto se considera la carga del incremento de temperatura a la hora de dimensionar el pórtico.

Por otra parte, para acotar la escalera (ver Capítulo 5.4.1) se tiene en cuenta este movimiento de la grada para evitar contacto entre ambas estructuras.

Combinación de cargas:

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria, se determina mediante la combinación de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i < 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Ec. A10})$$

Despreciando para el caso particular del graderío la acción del pretensado y considerando la actuación simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$).
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$) debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \Psi_0 \cdot Q_k$).

Las hipótesis de carga utilizadas son las establecidas en el CTE, para poder obtener los coeficientes adecuados, las acciones consideradas en el apartado 7.1 se agrupan de la siguiente manera:

-Acciones constantes

- Peso propio (incluyendo cerramientos y losas de hormigón).

-Acciones variables

- Público en disposiciones desfavorables.
- Viento.
- Nieve.
- Incrementos de temperatura.

Los coeficientes de ponderación que aconseja el CTE según las acciones para poder calcular las diferentes hipótesis siguiendo la expresión Ec.A10 se obtienen para cada tipo de carga de este modo:

Coeficientes parciales de seguridad (γ):

Para obtener los diferentes coeficientes parciales de seguridad se recurre a la Tabla A.2 (Tabla 4.1 del CTE (DB SE).

Tabla A.2 Coeficientes parciales de seguridad

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Coeficientes de simultaneidad (Ψ):

Para obtener los diferentes coeficientes de simultaneidad se recurre a la Tabla A.3. (Tabla 4.2 del CTE (DB SE).

Tabla A.3 Coeficientes de simultaneidad

	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)	⁽¹⁾		
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

ANEJO B Predimensionado a mano y listado de perfiles empleados

A continuación se realizan los cálculos necesarios para predimensionar de forma manual dos de las barras que componen el pórtico de la grada.

El objetivo es comprobar si los resultados obtenidos por CYPE y los calculados a mano coinciden. Los valores de los diferentes esfuerzos utilizados se emplean en valor absoluto.

Las barras a estudiar son las indicadas en la Figura B.1 y B.2.

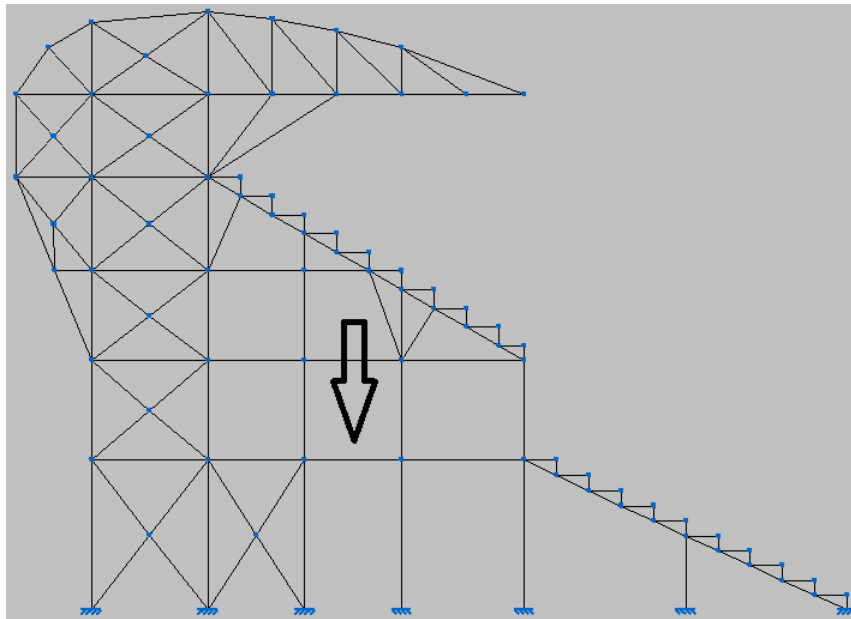


Figura B.1 Barra 1 predimensionado manual

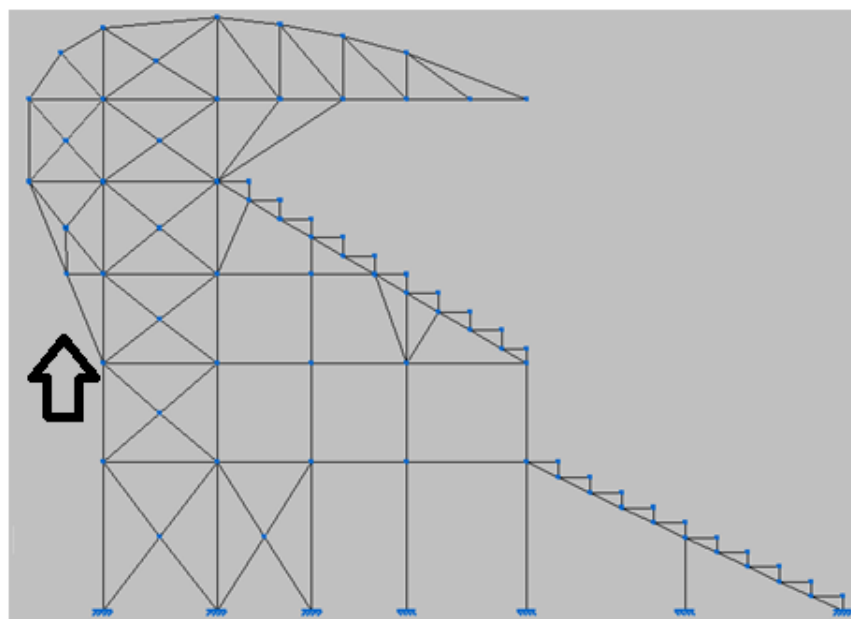


Figura B.2 Barra 2 predimensionado manual

Para la barra 1 indicada en la Figura B.1, se realiza un predimensionado mediante las fórmulas del CTE contempladas en el apartado 6.2.6 *Resistencia de las secciones a flexión*. Esto es debido a la disposición y solicitaciones de la barra

Cálculo a flexión de la barra 1:

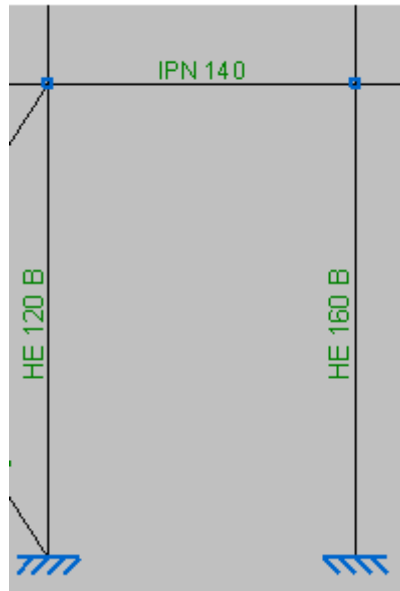


Figura B.3 Predimensionado realizado por CYPE barra 1

La condición a cumplir en la barra es:

$$M_{ed} \leq M_{Rd} \quad (\text{Ec. B1})$$

El momento máximo generado en la barra tiene un valor de:

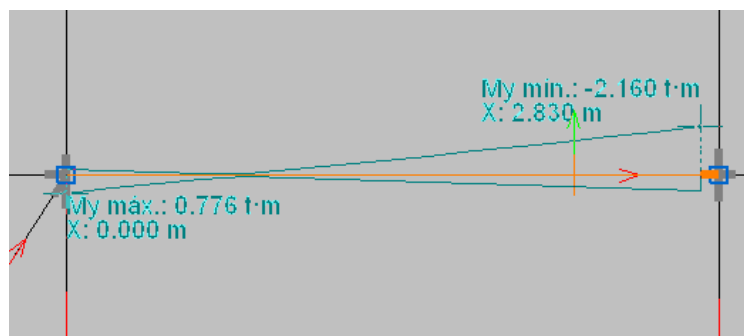


Figura B.4 Momento flector en la barra 1

Por tanto:

$$M_{ed} = M_y^{\max} = M_{y,ed} = 2.160 \text{ tm} = 21189 \text{ Nm}$$

Siguiendo las recomendaciones del CTE-SE-A-31, se obtiene:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \quad (\text{Ec. B2})$$

Donde:

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{m0} = 275 \times 10^6 / 1.05 = 261.904 \times 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{Ec. B3})$$

Con f_y obtenido de SE-A-11 y γ_{m0} de SE-A-6.

Igualando y despejando:

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,ed}}{f_{yd}} = \frac{21189}{261.904 \times 10^6} = 8.09 \times 10^{-5} \text{ m}^3 = 70.9 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ec. B3})$$

Entrando con este valor en el prontuario de perfiles IPN se localiza el menor perfil que supera este valor.

El perfil IPN 140 presenta un valor de: $W_{pl,y} = 95.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$ este valor es mayor que el $W_{pl,y} = 70.9 \times 10^3 \text{ mm}^3$ obtenido.

Por tanto un perfil IPN 140 para la barra a estudiar cumple el criterio a flexión.

Se verifica que el predimensionado realizado por CYPE es correcto puesto que la Figura B.1.3 demuestra que el perfil elegido también es el IPN 140.

Cálculo a compresión y flexo-compresión de la barra 2

Para la barra 2 se realiza un predimensionado siguiendo la normativa para compresión y flexocompresión.

Análisis a compresión:

A continuación se detalla el cálculo de una barra a compresión:

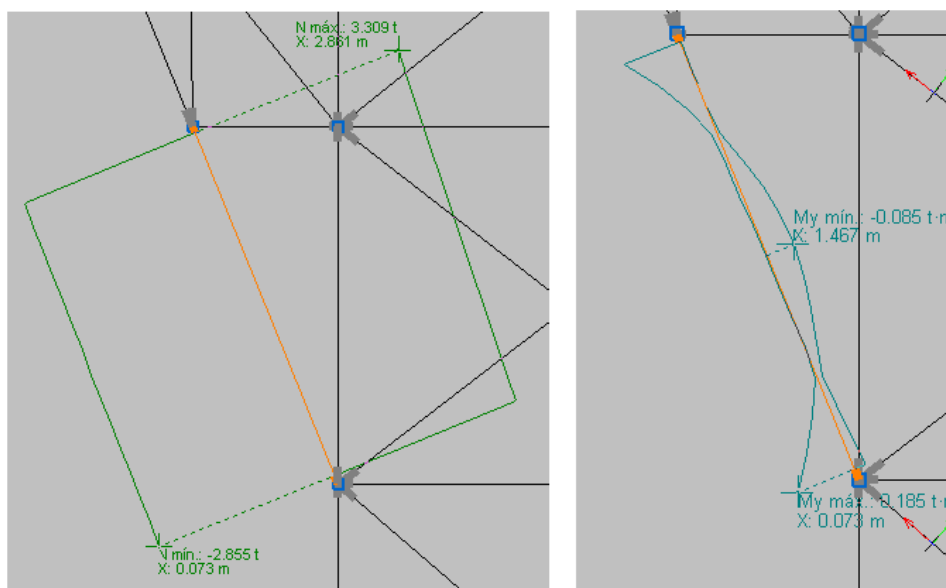


Figura B.5 Esfuerzos en la barra 2

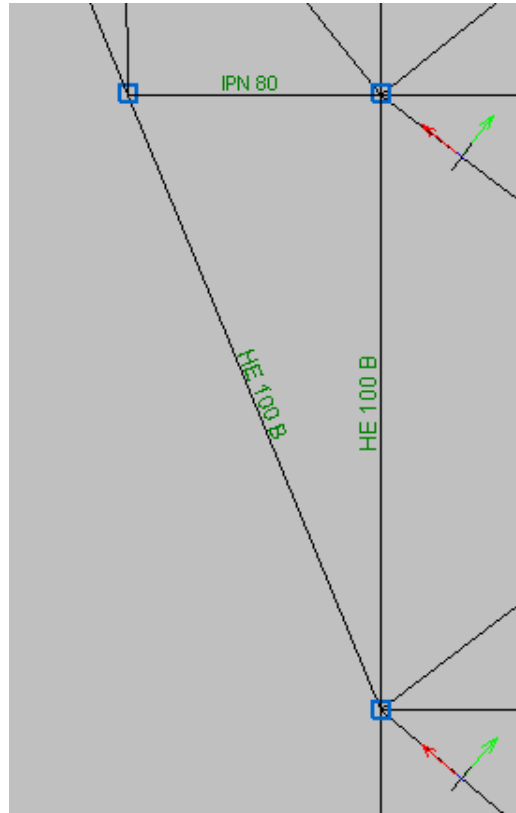


Figura B.6 Predimensionado realizado por CYPE barra 2

Condición a cumplir en compresión según SE-A-31:

$$N_{c,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (\text{Ec. B4})$$

Puesto que todavía no se tiene un perfil, no se conoce un área. En primer lugar hay que realizar un cálculo a flexión del pilar para tener una aproximación del perfil que se va a utilizar.

El axil máximo obtenido en el pilar es:

$$N^{\max} = N_{c,Rd} = 3309t = 32428.2N$$

El momento máximo obtenido en el pilar es:

$$M_{ed} = M_y^{\max} = M_{y,ed} = 0.185tm = 1813Nm$$

Se conoce de SE-A-31 que:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \quad (\text{Ec. B5})$$

Donde: $f_{yd} = f_y / \gamma_{m0} = 275 \times 10^6 / 1.05 = 261.9 \times 10^6 Pa$ (Ec. B6)

Con f_y obtenido de SE-A-11 y γ_{m0} de SE-A-6.

Igualando y despejando:

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,ed}}{f_{yd}} = \frac{1813}{261.9 \times 10^6} = 6.92 \times 10^{-5} m^3 = 69.22 \times 10^3 mm^3 \quad (\text{Ec. B7})$$

Con este valor se obtiene del prontuario de perfiles HEB:

Perfil HEB 100 con $W_{pl,y} = 104.2 \times 10^3 mm^3$ es mayor que el $W_{pl,y} = 69.22 \times 10^3 mm^3$ obtenido.

Por tanto un perfil HEB 100 para el pilar cumple el criterio a flexión.

Una vez dimensionado el perfil, se efectúa la validación a compresión puesto que se conocen todos los datos necesarios.

$$N_{c,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 26 \times 10^{-3} \cdot 261.9 \times 10^6 = 6023700 N \quad (\text{Ec. B8})$$

Como:

$$N_{c,Rd} \leq N_{pl,Rd} \triangleright 32428.2 N \leq 6023700 N \quad (\text{Ec. B9})$$

El perfil HE 120 A cumple a compresión.

Análisis a flexo-compresión:

La fórmula a utilizar en flexo-compresión sale de SE-A-48, puesto que hay varios términos que no aplican en nuestro caso, se da la formula en su versión simplificada.

$$\frac{N_{ed}}{x_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \frac{C_{my} \cdot M_{y,ed}}{x_{lt} \cdot w_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (\text{Ec. B10})$$

Donde:

$$N_{ed} = 32428.2 N.$$

$$M_{y,ed} = 1813 Nm.$$

$A^* = A$ y $w_y = w_{pl,y}$ conocidos por la tabla 6.12 del SE-A-49 y el prontuario de perfiles HEB.

$C_{my} = 1$ Se utiliza este valor para ponerse en el caso más desfavorable, puesto que el programa no facilita los datos necesarios para poder saber de forma certera su valor.

$x_{lt} = 1$ Según SE-A-49 puesto que son piezas no susceptibles a pandeo por torsión.

$$f_{yd} = 261.9 \times 10^6 Pa.$$

Por tanto, falta calcular K_y y x_y :

$$K_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot (N_{ed} / x_y \cdot N_{c,Rd}) \quad (\text{Ec. B11})$$

Según tabla 6.13 SE-A-50.

Donde:

N_{ed} es dato conocido.

$$N_{c,Rd} = A^* \cdot (f_y / \gamma_{M1}) = 26 \times 10^{-3} \cdot (261.9 \times 10^6 / 1.05) = 5138228.57 N \quad (\text{Ec. B12})$$

Sale de SE-A-50.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_y / N_{CR}} \quad (\text{Ec. B13})$$

Según SE-A-34.

Donde:

$$N_{CR} = (\pi / L_k)^2 \cdot E \cdot I \quad (\text{Ec. B14})$$

Puesto que el cálculo es con los esfuerzos que se producen en el eje y , $I = I_y$ que se obtiene del prontuario de perfiles HEB y por tanto, $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y$

Para calcular L_k es necesario saber que se considera el pilar biempotrado, con este dato se puede sacar que $L_k = 0.5 \cdot L$ según tabla 6.1 del SE-A-35.

$$L_k = 2.905 m \triangleright N_{CR} = 1189510.4 N \triangleright \bar{\lambda}_y = 0.706$$

Para poder calcular x_y se recurre a una gráfica. Para calcularla son necesarios los datos del perfil h , b y t_f del perfil HEB, por tanto son datos conocidos. Con ellos y el tipo de acero utilizado en SE-A-35, se obtiene el tipo de curva. Con el tipo de curva y la esbeltez reducida $\bar{\lambda}_y$ en la grafica de SE-A-36 se saca el valor de $x_y = 0.78$. Con esto puede despejarse K_y :

$$K_y = 1.013$$

Una vez conocidas todas las incógnitas se resuelve la ecuación de flexo-compresión.

$$\frac{32428.2}{0.78 \cdot 26 \times 10^{-3} \cdot 261.9 \times 10^6} + 1.013 \frac{1 \cdot 1813}{1 \cdot 104.2 \times 10^{-4} \cdot 261.9 \times 10^6} \leq 1$$

$0.73 \leq 1$ Por tanto, el perfil HE 120 A cumple.

Además en piezas no susceptibles de pandeo por torsión, se debe cumplir la siguiente fórmula que se encuentra en SE-A-48. Siendo la ecuación que se muestra la versión simplificada que se aplica a nuestro ejercicio:

$$\frac{N_{ed}}{x_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \frac{C_{my} \cdot M_{y,ed}}{w_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (\text{Ec. B15})$$

Donde todos los elementos son conocidos del paso anterior, excepto x_z y α_y :

$\alpha_y = 0.6$ Se obtiene de la tabla 6.12 del SE-A-49.

x_z Se obtiene de forma análoga a la mostrada en x_y variando los parámetros dependientes del eje y por los del eje z. $x_z = 0.49$

Sustituyendo en la fórmula:

$$\frac{32428.2}{0.49 \cdot 26 \times 10^{-3} \cdot 261.9 \times 10^6} + 0.6 \cdot 1.013 \frac{1 \cdot 1813}{1.194 \times 10^{-4} \cdot 261.9 \times 10^6} \leq 1$$

$0.468 \leq 1$ Por tanto, el perfil HE 120 A cumple.

Se verifica por tanto que la metodología empleada por el software informático CYPE para predimensionar la estructura es correcto.

Tras realizar este cálculo se garantiza que se cumple la normativa utilizada. No obstante, para asegurar el cumplimiento de los requisitos adicionales, es necesario aumentar el perfil de determinadas barras.

Resúmenes de medición

En la Tabla B.1 se recoge el resumen de medición de todas las barras empleadas en la estructura de un pórtico.

Tabla B.1 Resumen de medición para un pórtico con visera incluida

Resumen de medición												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero laminado	S275	HEB	HE 300 B	80.816	98.597	312.128	1.205	1.290	2.143	9459.04	10127.86	16826.47
			HE 180 B	7.780			0.051			398.81		
			HE 120 B	9.560			0.033			255.16		
			HE 140 B	0.440			0.002			14.85		
		IPN	IPN 320	22.447	213.532		0.174	0.853		1369.15	6698.61	
			IPN 400	13.000			0.153			1204.19		
			IPN 240	54.538			0.251			1973.64		
			IPN 280	8.243			0.050			394.72		
			IPN 140	34.547			0.063			496.29		
			IPN 120	26.284			0.037			292.99		
			IPN 100	5.555			0.006			46.22		
			IPN 160	45.418			0.104			812.89		
			IPN 220	3.500			0.014			108.53		

La Tabla B.2 recoge el resumen de medición de todas las barras empleadas para arriostrar los módulos tipo A (ver Figuras 4.1.23a/b).

Tabla B.2 Resumen de medición para arriostramientos módulos tipo A

Resumen de medición												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero laminado	S275	IPN	IPN 220	169.241	335.680	335.680	0.669	1.066	1.066	5247.74	8366.27	8366.27
			IPN 160	160.608			0.366			2874.56		
			IPN 260	5.831			0.031			243.97		

La Tabla B.3 recoge el resumen de medición de todas las barras empleadas para arriostrar el tramo de visera comprendido entre 3 pórticos.

Tabla B.3 Resumen de medición para arriostramientos en visera

Resumen de medición												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero laminado	S275	IPN	IPN 120	528.573	940.916	940.916	0.751	1.896	1.896	5892.00	14881.38	14881.38
			IPN 180	409.738			1.143			8973.87		
			IPN 80	2.606			0.002			15.51		

ANEJO C Acotación escaleras y pórtico principal

La escalera se adquiere bajo pedido facilitando a una empresa ajena al proyecto la fabricación de la misma.

La condición impuesta es que no exista bajo ningún caso un contacto entre la estructura de la grada con la estructura de la escalera.

Para ello se detallan a continuación las dimensiones características de la escalera que garantizan que no hay contacto con la estructura.

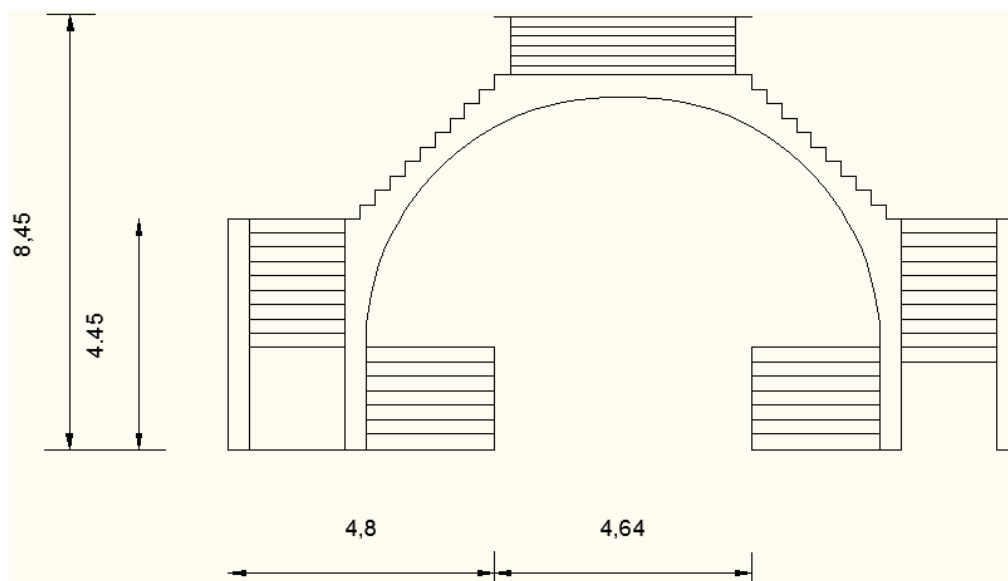


Figura C.1 Acotación alzado escaleras

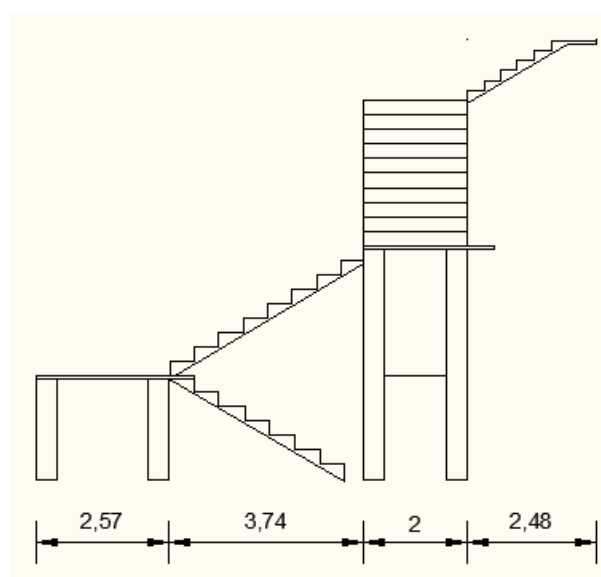


Figura C.2 Acotación perfil escaleras

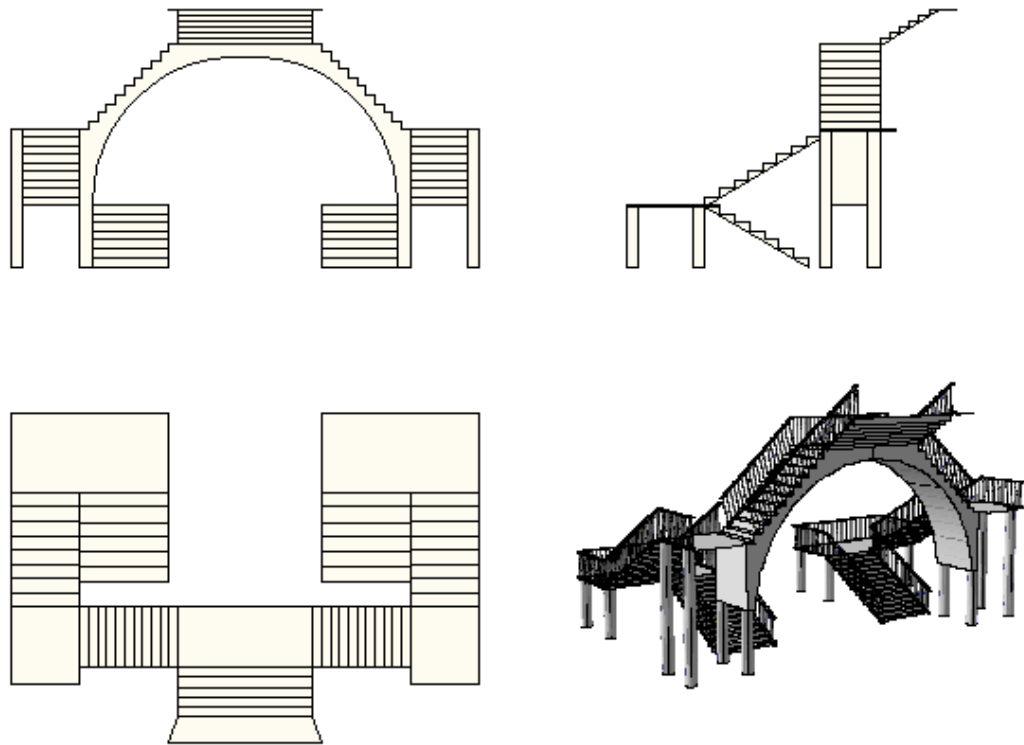


Figura C.3 Vista conjunto escaleras

El pórtico principal acotado presenta las siguientes dimensiones:

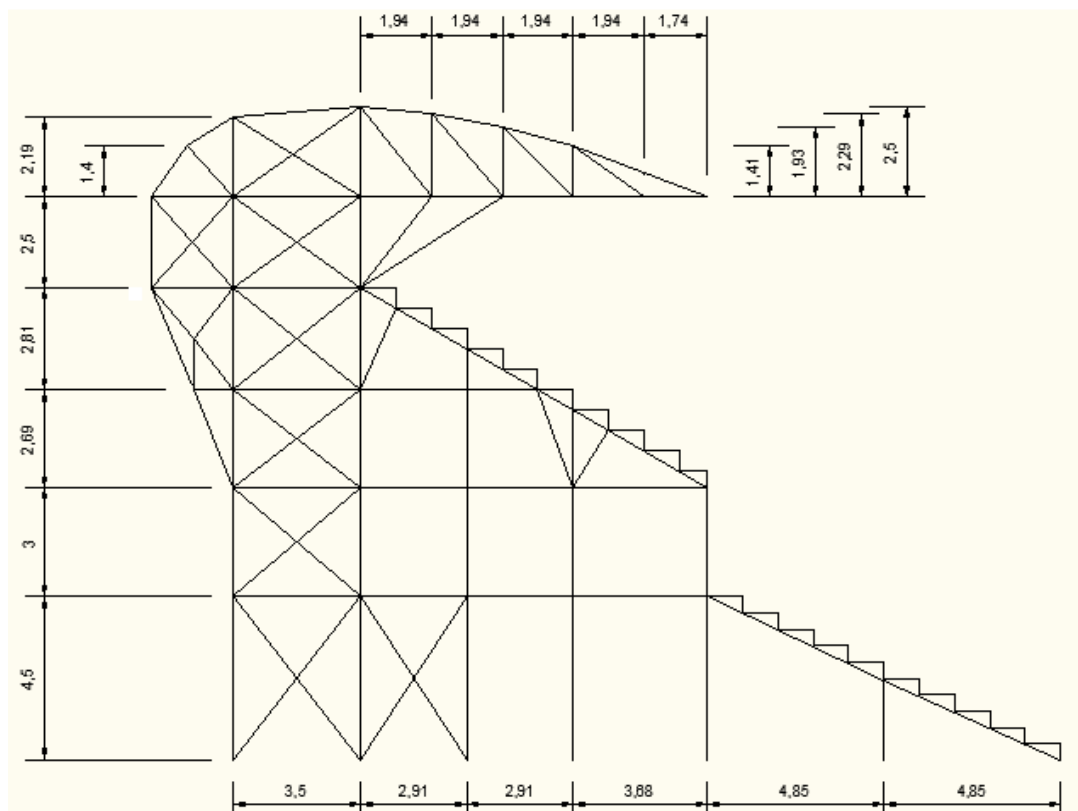


Figura C.4 Pórtico acotado

La escalera ensamblada en la grada queda de la siguiente forma:

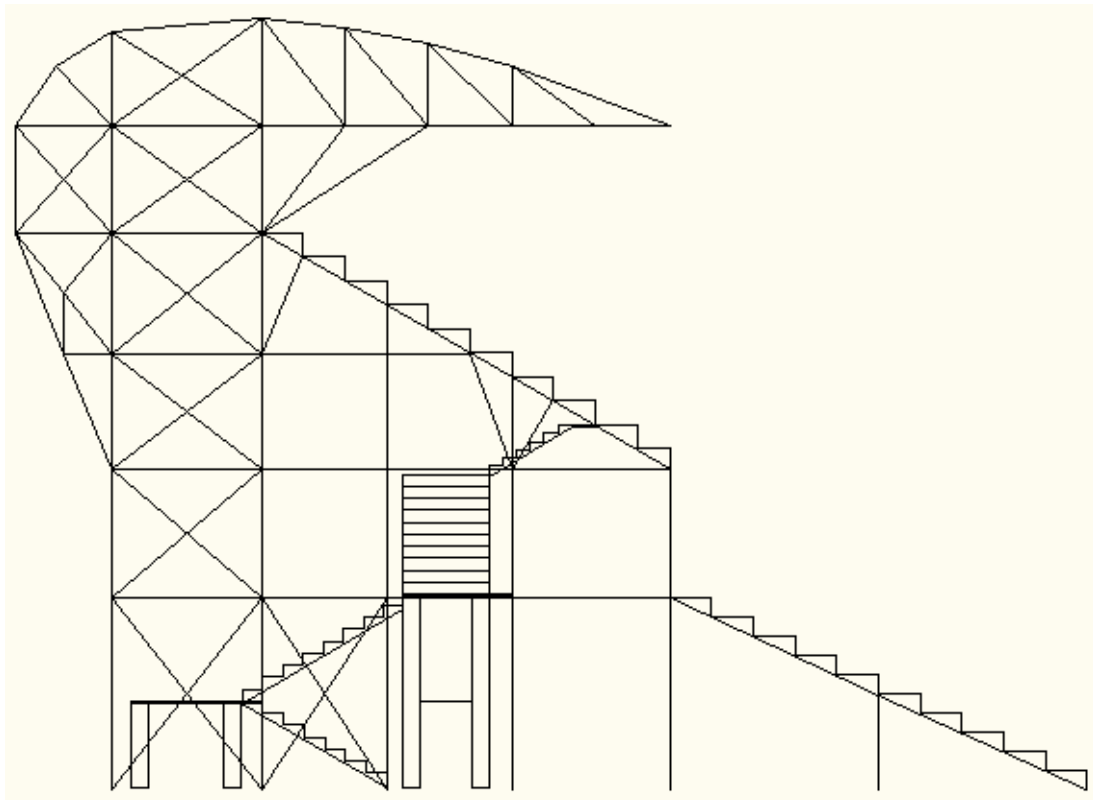


Figura C.5 Vista perfil escalera ubicada en pórtico

